



TITLE:

乾燥収縮がプレストレストコンクリート橋に与える影響と拡散理論に基づく収縮ひずみの予測手法に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

小林, 仁

CITATION:

小林, 仁. 乾燥収縮がプレストレストコンクリート橋に与える影響と拡散理論に基づく収縮ひずみの予測手法に関する研究. 京都大学, 2014, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2014-03-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k18246>

RIGHT:

乾燥収縮がプレストレストコンクリート橋に与える影響と
拡散理論に基づく収縮ひずみの予測手法に関する研究

小林 仁

目次

| | |
|--------------------------------|-------------|
| 1章 序論 | 1 頁 |
| 1.1 本研究の背景と目的 | 1 頁 |
| 1.2 本論文の構成 | 3 頁 |
| 2章 PC 構造物の設計における乾燥収縮ひずみ | 6 頁 |
| 2.1 コンクリートの乾燥収縮ひずみと測定方法 | 6 頁 |
| 2.1.1 収縮ひずみの定義 | 6 頁 |
| 2.1.2 乾燥収縮の機構 | 6 頁 |
| 2.1.3 収縮ひずみの測定 | 6 頁 |
| 2.2 設計上の乾燥収縮 | 7 頁 |
| 2.2.1 わが国における歴史 | 7 頁 |
| 2.2.2 わが国の現行基準類 | 8 頁 |
| 2.2.3 各国基準による収縮ひずみ | 15 頁 |
| 2.3 PC 構造物に対する乾燥収縮の影響 | 26 頁 |
| 2.3.1 乾燥収縮の設計的な取り扱い | 26 頁 |
| 2.3.2 乾燥収縮が PC 上部工の安全性に与える影響 | 29 頁 |
| 2.3.3 設計上の限界乾燥収縮ひずみ | 39 頁 |
| 2.4 まとめ | 40 頁 |
| 3章 PC 構造物と乾燥収縮問題 | 43 頁 |
| 3.1 既設 PC 橋梁の調査結果 | 43 頁 |
| 3.1.1 近畿のデータ分析 | 43 頁 |
| 3.1.2 詳細調査 | 44 頁 |
| 3.2 乾燥収縮問題 | 49 頁 |
| 3.2.1 乾燥収縮ひずみの変化 | 49 頁 |
| 3.2.2 垂井高架橋の変状 | 50 頁 |
| 3.2.3 土木学会の対応 | 51 頁 |
| 3.2.4 日本建築学会の対応 | 51 頁 |
| 3.2.5 第二阪和国道の変状と近畿地整による事務連絡 | 52 頁 |
| 3.2.6 その他委員会の対応 | 55 頁 |
| 3.3 乾燥収縮により変状が生じた橋梁群の事例 | 55 頁 |
| 3.3.1 概要 | 55 頁 |
| 3.3.2 同一産地の骨材を使用したコンクリートの収縮ひずみ | 55 頁 |
| 3.3.3 上部工の変状状況について | 58 頁 |
| 3.4 JIS 試験と実構造物における収縮ひずみの相違 | 66 頁 |
| 3.4.1 JIS 試験における標準的な収縮ひずみ | 66 頁 |

| | |
|---------------------------------|--------------|
| 3.4.2 JIS 試験と実構造物に生じる収縮ひずみとの関係 | 67 頁 |
| 3.4.3 実構造物の収縮ひずみが JIS 試験値と異なる理由 | 67 頁 |
| 3.5 まとめ | 72 頁 |
| 4章 実物大供試体における乾燥収縮ひずみ | 74 頁 |
| 4.1 実験の目的 | 74 頁 |
| 4.2 実験の概要 | 74 頁 |
| 4.2.1 対象橋梁 | 74 頁 |
| 4.2.2 供試体の形状と寸法 | 75 頁 |
| 4.2.3 配合 | 76 頁 |
| 4.2.4 コンクリートの収縮特性 | 76 頁 |
| 4.2.5 供試体の製作数と用途 | 77 頁 |
| 4.2.6 鉄筋 | 77 頁 |
| 4.2.7 計測機器 | 78 頁 |
| 4.2.8 供試体の製作 | 79 頁 |
| 4.2.9 硬化したコンクリートの物性 | 80 頁 |
| 4.3 供試体のひび割れ発生状況 | 81 頁 |
| 4.3.1 ひび割れ分布 | 81 頁 |
| 4.3.2 ひび割れ深さ | 81 頁 |
| 4.3.3 ひび割れに関する考察 | 89 頁 |
| 4.4 計測結果の取り扱い | 90 頁 |
| 4.4.1 データの整理方法 | 90 頁 |
| 4.4.2 自己収縮に対する考え方 | 90 頁 |
| 4.5 計測結果 | 92 頁 |
| 4.5.1 箱桁供試体 | 92 頁 |
| 4.5.2 角柱供試体 | 97 頁 |
| 4.5.3 実橋 | 100 頁 |
| 4.6 まとめ | 103 頁 |
| 5章 部材厚を考慮した収縮ひずみの予測手法 | 105 頁 |
| 5.1 はじめに | 105 頁 |
| 5.2 試験室レベルの供試体による検討 | 105 頁 |
| 5.3 実物大供試体より採取したコアによる検討 | 112 頁 |
| 5.4 実物大供試体の埋込ひずみ計による計測結果との比較 | 116 頁 |
| 5.5 道路橋示方書による経時変化との比較 | 117 頁 |
| 5.6 まとめ | 119 頁 |
| 6章 拡散理論に基づく乾燥収縮解析 | 120 頁 |
| 6.1 はじめに | 120 頁 |

| | | |
|-----------|------------------------|--------------|
| 6.2 | 対象とした PC 上部工 | 121 頁 |
| 6.3 | 解析 | 123 頁 |
| 6.3.1 | 断面に一様に生じる乾燥収縮ひずみを用いた解析 | 123 頁 |
| 6.3.2 | コンクリート中の水分移動を考慮した解析 | 125 頁 |
| 6.4 | まとめ | 134 頁 |
| 7章 | 結論 | 135 頁 |
| 7.1 | はじめに | 135 頁 |
| 7.2 | 本研究で得られた成果と課題 | 135 頁 |
| 7.3 | 設計的対応に関するシナリオデザイン | 137 頁 |
| 7.4 | 乾燥収縮に対する対策に関する留意点 | 141 頁 |
| 7.4.1 | 鉄筋による補強について | 141 頁 |
| 7.4.2 | 石灰石砕石や収縮低減剤の使用について | 142 頁 |
| 7.5 | おわりに | 143 頁 |
| 謝辞 | | 144 頁 |

1章 序論

1.1 本研究の背景と目的

乾燥収縮は、コンクリート中の水分が外部に逸散することで生じる体積変化であり、コンクリート以外の物体にも生じる自然現象である。コンクリートの収縮には水和熱発生後の温度降下によるものも存在し、一般的な構造物の場合には、打設後 1～2 週間でコンクリートの温度が外気温と平衡状態に達し収縮が終了する。これに対し乾燥収縮は、コンクリートの湿度が外部の相対湿度と平衡状態に達し収束するまでに、数ヶ月から数十年という長い時間を要する。このように乾燥収縮は、コンクリート中の湿度（水分量）が長期間にわたり減少するため生じることから、構造物に生じる最終的な収縮ひずみを測定により直接把握することが極めて困難である。

乾燥収縮も水和熱による収縮と同様、コンクリートにひび割れ等の変状を生じさせる場合があるが、変状が生じる時期が水和熱に起因するひび割れの場合より一般に遅く、施工中や供用前には変状が生じないか、変状が生じても軽微であることから、あまり重要視されることはなかった。特に、プレストレストコンクリート（PC）構造については、使用状態におけるひび割れの発生を許さないことから、そうした傾向が強かったと考えられる。これは、使用状態のひび割れ幅を有害でない範囲に制御する PRC 構造においても同様であった。しかし、2002 年に和歌山県に完成した垂井高架橋（PRC7 径間連続ラーメン箱桁橋）は、完成からおよそ 1 年半が経過した供用前の時点で多くのひび割れや設計値以上のたわみが生じ、大きな問題となった。土木学会による委員会が出した結論は、変状は乾燥収縮や自己収縮により引き起こされた可能性が高く、これらの収縮が大きくなった原因は骨材の影響が大きいというものであった¹⁾。垂井高架橋で使用されたものと同じ産地の骨材を使用し製造されたコンクリートは、当時、あまり広く認識されていたとは言えない JIS A 1129 試験によって、乾燥材齢 8 週間で 850×10^{-6} (850μ) という大きな乾燥収縮ひずみを示し、関係する団体に衝撃を与えた。これまで多くの PC 橋、PRC 橋が設計されてきたが、設計用の乾燥収縮ひずみとして知られている値は $150 \sim 200 \mu$ といった数値であり、垂井高架橋が示した値とはかけ離れていた。

その後、土木学会では 2007 年の「コンクリート標準示方書」²⁾改訂に際し、垂井高架橋の変状を踏まえ、収縮規定の強化を図った。新しい示方書には、最大 $1,200 \mu$ という非常に大きい設計用収縮ひずみが示された。

続く 2009 年、日本建築学会は「建築工事標準仕様書・同解説」（JASS5）³⁾の改訂において、施工者は JIS 試験における 6 ヶ月の乾燥収縮率（乾燥収縮ひずみ）が 8×10^{-4} 以下であることを確認しなければならないとする規定を設けた。これが引き金となって、各地の生コン工場で粗骨材を乾燥収縮が小さいとされる石灰石碎石等の骨材に入れ替える動きが盛んになった。各研究機関が精力的に乾燥収縮問題を取り上げるようになったのもこの時期である。

垂井高架橋とほぼ同時期、大阪府の阪南地域では第二阪和国道という自動車専用道路が建設されていた。PC を主体とする一部の橋梁群には、垂井高架橋と同じ産地の粗骨材が使用されており、こちらも供用前の 2005 年に、上下部工に多数のひび割れが生じていることが発見された。第二阪和国道は当時、継続中の事業であり、続く紀北東道路の建設でも同じ産地の粗骨材を使用する可能性があった。近畿地方整備局は土木学会に検討を委託し、委員会は地域限定としながらも、今後、使用するコンクリートの乾燥収縮ひずみについて、上限を JIS 試験の 26 週試験値で 8×10^{-4} とすることを決めめた⁴⁾。この取り決めに従い、近畿地方整備局では 2011 年に【コンクリート

橋梁における「ひび割れ防止対策（案）」について】という事務連絡を通達している。

定められた上限値は、PC 上部工を対象とした設計基準強度 30N/mm^2 以上のコンクリートに適用されたため、強度が 27N/mm^2 以下のコンクリートに対しては、粗骨材を入れ替える必要がなかった。このため、骨材ビンに余裕のない生コン工場では、骨材の入れ替えが進まず、地域によっては 30N/mm^2 以上のコンクリートでも乾燥収縮ひずみが制限値を上回ったままとなっていた。そうした生コン工場からしかコンクリートを購入できない架橋位置にある橋梁では、膨張材や収縮低減剤の混和により収縮ひずみを低減するしかなかったが、コンクリートの単価が 1m^3 あたり数千円アップするため、これを発注者が設計変更で認めるかどうかで議論が起こった。

結局、各地の生コン工場で粗骨材の入れ替えが進み、設計基準強度が 30N/mm^2 以上のコンクリートで JIS 試験における乾燥収縮ひずみが 8×10^{-4} を上回ることが少なくなり、近畿地方において乾燥収縮問題は沈静化していった。

以上が、垂井高架橋に端を発する乾燥収縮問題のあらましである。

コンクリートの乾燥収縮は、使用する粗骨材の選別や、混和材料の添加によりコントロールすることが可能である。これによって、乾燥収縮問題が表面化しなくなったのは事実である。しかし、乾燥収縮の影響は、構造特性や着目する部位、環境条件に左右されるため、制御すべき収縮ひずみの上限値は構造物ごとに異なる。このため、全てのコンクリートで収縮ひずみを一定の制限値以下に制御するという対策は、合理性を欠くと言わざるを得ない。乾燥収縮は硬化したコンクリートに生じる一般的な現象であり、使用するコンクリートの収縮ひずみが大きい場合でも、予想される収縮ひずみに応じて性能照査を行うことが本来望ましい。また、資源保護の観点からも、骨材に石灰石砕石を使用するという単純な材料的な対策からの脱却を急ぐ必要がある。

しかし、現実には以下の理由により、乾燥収縮に対する設計的な対応方法の確立が困難になっている。

- ・基準類による収縮ひずみの予測式は標準的なコンクリートを対象に構築されており、骨材の収縮性状や JIS 試験結果を考慮できる予測式が存在しない。

- ・PC (PRC) 上部工の設計において、乾燥収縮はプレストレスの減少量、不静定力、曲げひび割れ幅の検討において考慮されるが、何れも構造ひび割れや大きなたわみしか予見することはできない。道路橋示方書等の設計基準では、乾燥収縮ひずみは部材断面に一樣であるとしており、部材厚さ方向のひずみ差により生じる内部拘束応力を原因とするひび割れについては取り扱うことができない。

本研究では、これらの課題について以下の研究テーマを設定し、PC 橋を対象に乾燥収縮に対する設計的な対応方法の確立を目的とした。

- ・実際の PC 上部工と同じ寸法の断面、部材厚を有する供試体を複数個製作し、計測で得られた乾燥収縮ひずみを JIS 試験結果、および基準類の予測値と比較することで、実構造物に生じる乾燥収縮ひずみに関する基礎的な情報を得る。

- ・乾燥収縮はコンクリート中を水分が移動することで生じるため、乾燥収縮の進行度は拡散理論に従う。したがって、JIS 試験により乾燥収縮の経時変化が得られれば、部材厚に応じ進行度を補正することで、実際の構造物について乾燥収縮の経時変化を予測することが可能である。以上の仮定を、様々な部材寸法を有する供試体を用いた実験により立証し、JIS 試験結果を考慮できる新しい予測式の構築を図る。

- ・乾燥収縮による水分の移動を拡散理論に基づき解析で評価し、部材内の水分分布の不均一さに

伴う内部拘束応力を原因とするひび割れの再現を試みる．実際に変状が生じた構造物を対象に解析を行い，ひび割れの発生位置や発生時期を精度良く再現することが可能な解析手法の確立を図る．

結果は本論文の4章から6章に詳しい．実物大供試体による乾燥収縮ひずみの計測では，3年間の計測ではあるが，実構造物では粗骨材による収縮ひずみの差がJIS試験ほどは顕著に現れず，基準類に従って設計を行えば一定の安全性が確保されるものの，JIS試験で大きい収縮ひずみを示すコンクリートを使用すると，表面に多くのひび割れが生じひび割れ深さも深くなることが分かった．これより，JIS試験で大きな乾燥収縮ひずみを示すコンクリートが構造物に与える影響は，拡散理論に基づく水分移動解析を実施しなければ正確には予測できないことが分かった．

また，断面寸法が異なる多くの供試体を用いた長さ変化試験の結果から，乾燥収縮ひずみの経時変化は部材厚をパラメータとする双曲線関数で近似されることが分かり，JIS試験結果から実構造物に生じる収縮ひずみの経時変化を予測できることが分かった．この成果は，2012年版コンクリート標準示方書における収縮ひずみの予測式に一部，取り込まれている．さらに，温度応力解析における熱伝導率や熱伝達率に相当するパラメータをJIS試験による収縮ひずみの経時変化から抽出する方法によれば，水分移動解析によって実際のPC上部工に生じたひび割れの位置や発生時期を精度良く再現できることを明らかにした．

最後に本研究では，これらの研究成果に基づき，乾燥収縮に対する設計的対応に関するシナリオデザインを構築し，7章に総括として記載した．

なお，2.1.1 収縮ひずみの定義で述べるように，乾燥収縮ひずみと自己収縮ひずみを厳密に区分することは容易ではなく，本論文では断りのない限りにおいて，「収縮ひずみ」とは乾燥収縮と自己収縮の合計ひずみを示すものとする．同様に，「乾燥収縮ひずみ」と記していても，乾燥開始以降に生じた自己収縮ひずみを含むものとする．なお，4.4.2 自己収縮に対する考え方で述べるように，乾燥開始以降の自己収縮ひずみは一般的に小さいと考えられる．

また，「収縮ひずみが大きいコンクリート」など，収縮ひずみの大きさを既知のものとして記述している場合の「収縮ひずみ」とは，特に断りのない限り，JIS A 1129試験における乾燥材齢26週の試験結果，または26週の試験結果より予想される最終ひずみを示すものとする．

1.2 本論文の構成

全7章で構成されている．論文の構成と各章の関係を図1.2.1に示す．

1章 序論

本研究の背景と目的，論文の構成について述べた．

2章 PC 構造物の設計における乾燥収縮ひずみ

「2.1 コンクリートの乾燥収縮ひずみと測定方法」では，収縮ひずみの定義と乾燥収縮の機構，および収縮ひずみの測定方法について述べた．

「2.2 設計上の乾燥収縮」では，わが国の設計上の乾燥収縮の取り扱いを過去の諸基準を調査しその変遷に沿って説明した．また，各国の代表的な設計基準における乾燥収縮ひずみの予測式を紹介し，実構造物とJIS試験を対象とした場合の予測結果を比較した．

「2.3 PC 構造物に対する乾燥収縮の影響」では，基準で定める乾燥収縮の検討項目において許容値に対する余裕を調べ，安全性に対する感度分析を行った．また，橋梁上下部工を模した門型ラーメン解析と，PC3径間連続ラーメン橋の試設計，および既往の設計成果により，乾燥収縮によ

り PC 上部工に生じる応力の大きさについて検討を行った。

3章 PC 構造物と乾燥収縮問題

「3.1 既設 PC 橋梁の調査結果」では、ピーエス三菱で実施した既設 PC 橋の点検結果から、変状の原因分析を行った。

「3.2 乾燥収縮問題」では、垂井高架橋の変状に端を発する乾燥収縮問題について記述し、土木学会をはじめとする各種委員会の対応について紹介した。

「3.3 乾燥収縮により変状が生じた橋梁群の事例」では、乾燥収縮で変状が生じたとされる PC 上部工の変状状況について報告した。

「3.4 JIS 試験と実構造物における収縮ひずみの相違」では、JIS 試験における標準的な収縮ひずみの上限値について考察を行った。また、JIS 試験結果と実構造物に生じる収縮ひずみの差とその原因について、基準類の予測式や実験結果に基づき分析した。

4章 実物大供試体における乾燥収縮ひずみ

「4.2 実験の概要」では、対象橋梁と、供試体の形状、寸法、配合、計測項目等の仕様について説明した。また、コンクリートの収縮特性、圧縮強度とヤング係数の関係について試験結果を報告した。

「4.3 供試体のひび割れ発生状況」では、まず供試体ごとのひび割れ分布を展開写真で示した。また、供試体より採取したコアについて目視確認と浸透探傷剤を用いた観察を行い、ひび割れ深さについて調査した。これより、JIS 試験で大きな収縮ひずみを示すコンクリートを使用した場合には、供試体に多くのひび割れが生じ、ひび割れ深さも深いことを明らかにした。

「4.4 計測結果の取り扱い」では、データの整理方法、自己収縮に対する考え方について整理した。

「4.5 計測結果」では、箱桁供試体 2 体、角柱供試体 5 体、実構造物 1 橋について、埋込ひずみ計、無応力計、表面ひずみ計、鉄筋ひずみ計等の計測機器による計測結果から、測定位置における乾燥収縮ひずみの大きさ、降水量や湿度との相関、鉄筋拘束の影響、基準類との比較等について分析を行った。これまで、JIS 試験により乾燥収縮ひずみの材料的な特性値が把握されることは多かったが、そのコンクリートを使用して施工された構造物に実際に生じている収縮ひずみについて追跡調査された事例は少なく、本実験によって実構造物に生じる収縮ひずみと JIS 試験値や基準類による予測値との相関が明らかになった。

5章 部材厚を考慮した収縮ひずみの予測手法

「5.2. 試験室レベルの供試体による検討」では、複数のレディーミクストコンクリートを用いて形状の異なる供試体を製作し、乾燥収縮ひずみと供試体寸法の関係について調べた。これにより、乾燥収縮ひずみの経時変化は双曲線を用いて表すことが可能であること、また 400mm 程度までの部材厚であれば、乾燥収縮ひずみが進行する速さは部材厚の二乗に比例して遅くなることを明らかにした。

「5.3 実物大供試体より採取したコアによる検討」では、時間をおいて採取したコアの長さ変化を測定することで、元の供試体の乾燥収縮が予測できること、その経時変化もまた、部材厚の影響を受けていることを示した。

「5.4 実物大供試体の埋込ひずみ計による計測結果との比較」では、部材厚と相対湿度を考慮した乾燥収縮ひずみの経時変化の予測式と、供試体における収縮ひずみの測定値とを比較し、予測式において考慮すべき部材厚について検討を行った。

「5.5 道路橋示方書による経時変化との比較」では、実物大供試体の収縮ひずみの経時変化につ

いて、部材厚を考慮した予測式によるものと、道路橋示方書によるものとを比較した。道路橋示方書によると、同じ形状の供試体では収縮ひずみの経時変化曲線は同一となるが、部材厚を考慮した予測式では JIS 試験結果に応じ経時変化曲線が異なり、大きいものでは道路橋示方書によるものの 3 倍以上の収縮ひずみを示すことが分かった。

6章 拡散理論に基づく乾燥収縮解析

「6.2 対象としたPC上部工」では、3.3で紹介したYH橋の構造寸法と施工方法について述べた。

「6.3 解析」では、乾燥収縮ひずみを同一材齢の場合には断面内で均一であるものとして行った解析では、実構造物に生じたひび割れを完全には再現できないことを示した。一方、コンクリート中の水分移動を考慮した解析では、ひび割れの発生時期や発生位置を正確に再現できることを示し、ひび割れを防ぐために使用すべきコンクリートの、JIS試験における乾燥収縮ひずみの上限について検討を行った。また、水分移動解析におけるパラメータの設定方法や、要素の大きさが解析結果に与える影響、さらには外部の湿度変化を考慮した解析について検討を行った。

7章 結論

「7.2 本研究で得られた成果と課題」では、研究の成果と課題について整理を行った。

「7.3 設計的対応に関するシナリオデザイン」では、乾燥収縮に対する設計的な対応を行う場合の基本的な流れをフローで整理した。

「7.4 乾燥収縮に対する対策に関する留意点」では、乾燥収縮ひずみによる引張応力を補強鉄筋で補償する場合の注意点について述べた。さらに、乾燥収縮対策としての石灰石使用、収縮低減剤混和に関する問題点について述べた。

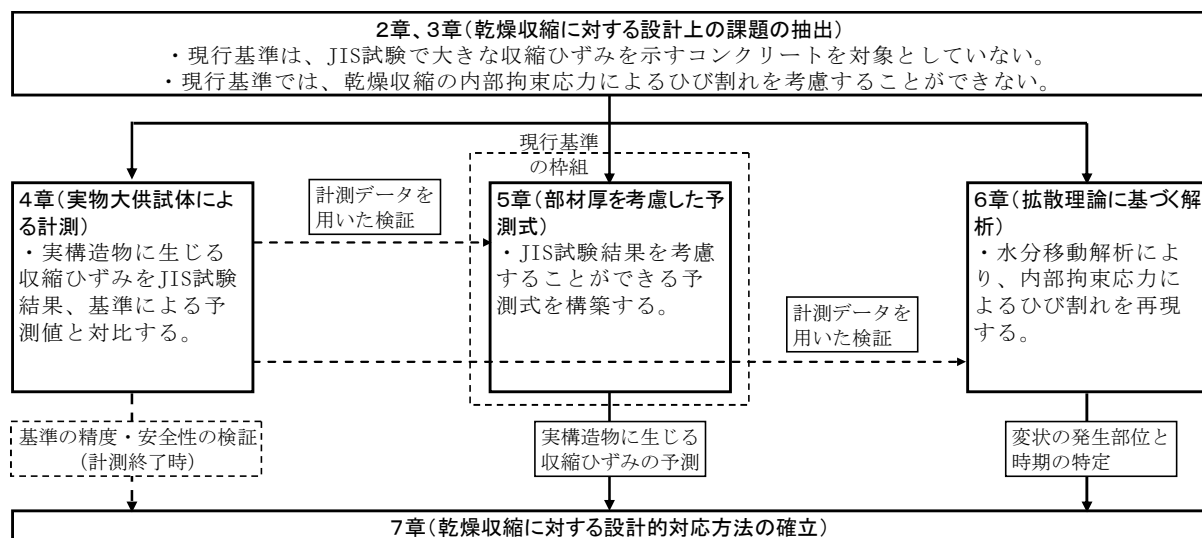


図 1.2.1 本論文の構成と各章の関係

【参考文献】

- 1) 土木学会：垂井高架橋損傷対策特別委員会 中間報告書，2005.
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，2007.
- 3) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事，2009.
- 4) 土木学会：第二阪和国道の橋梁損傷対策検討特別委員会 報告書，2010.

2章 PC 構造物の設計における乾燥収縮ひずみ

2.1 コンクリートの乾燥収縮ひずみと測定方法

2.1.1 収縮ひずみの定義

硬化コンクリートの収縮には、広く知られているとおり、乾燥による収縮とセメントの水和反応に伴って生じる自己収縮、さらには炭酸化による収縮などがある。しかし、実際に測定されるひずみから、これら3つの収縮ひずみを厳密に分離することは困難である。

図 2.1.1 に収縮ひずみの概念図を示すが、通常は自己収縮ひずみ (ϵ_B) と乾燥収縮ひずみ (ϵ_D) の和である全収縮ひずみ (ϵ_T) を計測しており、本論文では便宜上、この ϵ_T を「乾燥収縮ひずみ」または単に「収縮ひずみ」と称する。

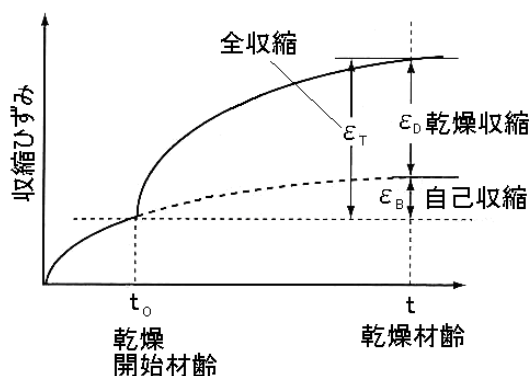


図 2.1.1 収縮ひずみの概念図

2.1.2 乾燥収縮の機構

乾燥収縮の機構については、毛細管張力説、表面吸着説、膨張圧説、層間水の移動説などが比較的有力とされるが、未だ全相対湿度域における乾燥収縮機構を統一的に説明する理論は導かれていない¹⁾。

コンクリートの乾燥収縮は、コンクリート中の水分が外部へ逸散することによって生じたセメントペーストの収縮である。セメントペーストの収縮の原因は、その内部に生成した各種のゲル質の収縮によるものであると考えられている。

セメントペーストの収縮はコンクリートの収縮値の 5～15 倍であるが、コンクリートには骨材が存在し、その拘束によって乾燥収縮による長さ変化の大半は緩和される。したがって、骨材強度や骨材のヤング係数はコンクリートの乾燥収縮に大きな影響を与える。

また、骨材の吸水率も乾燥収縮ひずみと相関があるとされており、一般的に吸水率が高い骨材は内部の空隙が大きく、セメントペーストの収縮に対する抵抗性に劣るため乾燥収縮ひずみが大きくなるとされる。また、単位水量と骨材内部の水分量を加えた全水量と乾燥収縮ひずみに一定の相関があるとの報告もなされている²⁾。

2.1.3 収縮ひずみの測定

(1) 乾燥収縮ひずみの測定

JIS A 1129 (モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法) に従い測定する。長さ変化の測定方法ごとに、JIS A 1129-1 (第 1 部：コンパレータ方法)、JIS A 1129-2 (第 2 部：コンタクトゲージ方法)、JIS A 1129-3 (第 3 部：ダイヤルゲージ方法) の 3 方法が規定されている。

供試体の寸法は、モルタルの場合には約 40×40×160mm、コンクリートの場合には断面を正方形とし、一辺は粗骨材の最大寸法の 3 倍以上、長さは断面の一辺の 3.5 倍以上とする。粗骨材



写真 2.1.1 100×100×400mm 供試体
(写真提供:岡山大学)

の最大寸法が 25mm 以下の場合、100×100×400mm（または 500mm）とするのが望ましい。

JIS A 1129 には乾燥収縮に関する試験条件の規定はなく、通常、JIS A 6204（コンクリート用化学混和剤）の「6 試験方法 6.2.7 コンクリートの試験 ⑧長さ変化」に準じ試験が行われている。（以下、JIS A 6204 より抜粋）供試体は、型枠を取り外すまでは温度 $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ の室内で乾燥しないように養生し、成形後約 24 時間で型枠を取り外した後、温度 $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ の水中で材齢が 7 日になるまで養生する。基長の測

定は、材齢 7 日で行い、供試体を水中から取り出した直後に測定する。基長測定後、温度 $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ 、湿度 $60\pm 5\%$ の室内に保存し、長さ変化を測定する。供試体の数は、1 種類のコンクリートについて 3 個とし、保存期間 6 か月における試験結果の平均値を、その種類のコンクリートの長さ変化率とする。

(2) 自己収縮ひずみの測定

JCI-1996（セメントペースト、モルタルおよびコンクリートの自己収縮および自己膨張試験方法（案））に従い測定する。供試体の寸法、個数は、JIS A 1129 と同じである。ただし、長さ変化測定装置は、コンパレータまたはコンタクトゲージの何れかとする。

まず、自由変形が拘束されないよう、テフロンシートを敷いた型枠内に試料を打ち込み、水分が逸散しないよう養生して、 $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ の室内に静置する。始発時間で第 1 回目の測定を行い、これを基準とする。材齢 24 時間で測定後、直ちに脱型し、供試体質量を測定する。供試体をアルミ箔粘着テープでシールし、直ちに測定を行う。その後、供試体をビニール袋に入れ密封した後、温度 $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ の室内に静置する。脱型後の測定期間中、質量変化率は 0.05% 以下でなければならない。材齢が 3 日、7 日、14 日、28 日となった時点で長さ変化および質量を測定する。以降、必要に応じ、所定の材齢にて測定を行う。

2.2 設計上の乾燥収縮

2.2.1 わが国における歴史

1955 年に土木学会より発行された「プレストレストコンクリート設計施工指針」³⁾が、わが国におけるプレストレストコンクリートに関する初めての基準である。同指針では、

- ・ポストテンション方式の場合は、プレテンション方式における乾燥収縮度を低減すること
- ・ドイツの示方書である DIN4227 を参考にしていること

が述べられている。また、あくまでプレストレスの減少量計算用であるが、部材厚 20～75cm で環境条件が一般の場合には収縮度が $15\sim 25\times 10^{-5}$ とされており、これは現在の基準類における数値と大差がない。

次に、1961 年に改訂された同指針⁴⁾では、環境条件を屋内と屋外に整理し、ポストテンション

方式およびプレテンション方式を個別に数値化している．これによると，屋外の乾燥収縮度は屋内の乾燥収縮度に対し 6 割程度の値を設定している．

現在，道路橋示方書では屋内外の区別は行っていないが，2007 年版までのコンクリート標準示方書では区分があり⁵⁾，乾燥開始材齢が 28 日までは屋外と屋内の比率はやはり 1 : 0.6 程度となっている（後掲表 3.4.2 参照）．

次いで 1968 年，日本道路協会より「プレストレストコンクリート道路橋示方書」⁶⁾が刊行された．これは，現在の道路橋示方書に繋がるものである．基本的に，土木学会の「プレストレストコンクリート設計施工指針」に準拠しているが，屋内・屋外の区別を廃止した．また，乾燥収縮の進行度についても言及しており，およそ 5 年で進行度が 0.9~1 であるとしている．

その後，1978 年に初めて日本道路協会より道路橋示方書⁷⁾が刊行された．「プレストレストコンクリート道路橋示方書」との違いは，ポストテンション，プレテンションの区分がなくなったこと，初めて乾燥収縮による不静定力に言及したこと，さらに，材齢が問題となる構造物のために乾燥収縮度の時間変化が得られる曲線が提示されたことである．その後，道路橋示方書は，1990 年，1994 年，1996 年，2002 年，2012 年の改訂を経ているが，1996 年に仮想厚さ 200mm 以下のものについて一部，見直された以外に大きな内容変更は行われていない．

ただし，2012 年の改訂時には，垂井高架橋の変状等を踏まえ，設計用の乾燥収縮度の引き上げが検討された⁸⁾．しかし，実構造物の部材内部は乾燥しにくいこと，内部の鋼材が収縮に抵抗することから，乾燥収縮度を変更するほどの大きな影響を与えないとして，結局，従来の値を踏襲することとされている．

2.2.2 わが国の現行基準類

(1) 基準ごとの設計値

現在，PC 上部工の設計に対する代表的な基準類として以下が挙げられる．

- ①道路橋示方書・同解説 I 共通編，III コンクリート橋編（日本道路協会）
- ②コンクリート標準示方書 設計編（土木学会）
- ③鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物（鉄道総合技術研究所）

なお，国土交通省の各地方整備局が編纂した「設計便覧（案）」や，高速道路会社の「設計要領」については，道路橋示方書やコンクリート標準示方書に準じており，乾燥収縮に関する独自の取り決めはない．以下に，これらの基準における乾燥収縮の設計方法を比較する．なお，コンクリート標準示方書は 2012 年に改訂され，収縮に関して規定の大幅な見直しが行われた．今後，他の基準においても，コンクリート標準示方書との整合を図るべく規定の見直しが行われると考えられるが，2013 年現在，他の基準に改訂の動きが見られないことから，ここでは改訂前の 2007 年版と 2012 年版のコンクリート標準示方書の両者を対象とした．

表 2.2.1 と表 2.2.2 は，①~③の基準による乾燥収縮ひずみの取り扱いを整理したものである．まず，道路橋示方書では，PC 構造を「衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せに対して，計算上のひび割れを許容しないようにプレストレスを与えるコンクリート構造」⁹⁾と定義しており，PRC 等のひび割れを許容する構造については取り扱っていない．このため，曲げひび割れ幅の最終的なスケールに乾燥収縮ひずみが影響することは自明であるが，曲げひび割れ幅の算定に関する記述はない．不静定力の算出とプレストレス量の減少計算に限り 150μ （表記は $15\times$

10⁻⁵) や 200 μ (20 \times 10⁻⁵) といった数字を掲げている¹⁰⁾。

これに対し、コンクリート標準示方書や鉄道構造物等設計標準では、曲げひび割れ幅の算定に関する記述があり、考慮すべき乾燥収縮ひずみとして100 μ ～450 μ までの数字を掲げている^{11),12)}。2007年版のコンクリート標準示方書と鉄道構造物等設計標準はほぼ同じ内容であるが、耐久性の照査において考慮すべき乾燥収縮ひずみの大きさに差があり、前者が150 μ (または100 μ) であるのに対し、後者は300～450 μ と大きくなっている。これは鉄道桁の場合、一度ひび割れが発生すると列車による繰り返し荷重の影響でひび割れが成長していくことから、より厳しい規定にしたものである。なお、使用性の照査における外観の検討においては、両基準ともに300～450 μ の乾燥収縮ひずみとなっている^{13),14)}。

一方、2012年版のコンクリート標準示方書では、曲げひび割れ幅に考慮すべき乾燥収縮ひずみを鉄道構造物等設計標準と同様、耐久性の照査においても最大450 μ まで引き上げたが、乾燥収縮ひずみの大きさを環境条件とひび割れ発生時期で細かく分類しており、乾燥収縮が進行しない環境でもクリープによるひび割れ幅の増加を考慮し100 μ を最小値として規定している¹⁵⁾。また、常時乾燥環境(桁下面など)では、ひび割れ発生時期に応じ300～450 μ の数値を規定しているが、乾湿繰り返し環境(桁上面など)では、乾燥収縮が小さいことから1/2程度で150～250 μ の数値を規定している。

さらに、使用性に関する照査において、長期の変位・変形の算定に用いることを目的に、収縮ひずみの新しい予測式を構築したことも大きな特徴となっている¹⁶⁾。

また、不静定力算出時に使用する乾燥収縮ひずみとして、コンクリート標準示方書や鉄道構造物等設計標準では、道路橋示方書と同じ150 μ , 200 μ といった収縮ひずみを規定しているが、2012年版のコンクリート標準示方書では、こうしたクリープの影響を考慮して低減した収縮ひずみを使用できるのは、「実績のある構造諸元を有する標準的なRCラーメン構造の場合」と明記された¹⁷⁾。

このように、乾燥収縮ひずみは断面力や曲げひび割れ幅の算出において考慮されるが、ある断面に注目した場合、断面内のひずみ分布は一樣であると仮定している。橋梁上部工は構造上、梁に分類されるものが多く、断面力の算出に際しては主構造を棒部材に置き換えて解析するケースが多い。このため、着目する方向の外気温や乾燥による伸縮は、断面内で均一としている。唯一、水和熱に伴う温度応力については、断面内のひずみ分布差を考慮し内的な拘束応力を求めることが行われているが、乾燥収縮も類似の事象でありながら、同様の検討が行われたという報告はこれまでほとんどなかった。

しかし、2012年版コンクリート標準示方書では、「・・・棒部材か面材かによっても、その乾燥の程度が異なり、構造物の中でも収縮は空間的に一樣ではない。これらの要因を合理的に考慮して構造物中のコンクリートの収縮を算定するためには、コンクリート中の水分移動解析に基づき各部材のコンクリートの収縮を求めることが望ましい。」との記述があり¹⁸⁾、わが国で初めて乾燥収縮の解析手法として拡散理論がふさわしいとの見解が述べられた。

表 2.2.1 各基準による乾燥収縮ひずみ(その1)

| | 道路橋示方書・同解説 I. 共通編 | コンクリート標準示方書 設計編 2007年版 | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|--|---|--|-----------------|----|-----|----|---------|----|----|---------|----|---|---------|----|---|--|
| 不静定力の算出時 | <p>・構造系に変化がない場合 15×10^{-5} (軸方向鋼材量 $\geq 0.5\%$) 20×10^{-5} (軸方向鋼材量 $< 0.5\%$)</p> <p>・構造系に変化がある場合 $\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{s0} \cdot \beta_s(t-t_0)$</p> <p>基準ひずみ ε_{s0} は下表で、時間関数 $\beta_s(t)$ は別図(図-解2.2.15)で与えられる。</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th><th>基準ひずみ $\varepsilon_{s0} (\times 10^{-5})$</th><th>係数 λ</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>水中</td><td>-10</td><td>60</td></tr> <tr> <td>相対湿度90%</td><td>10</td><td>10</td></tr> <tr> <td>相対湿度70%</td><td>25</td><td>3</td></tr> <tr> <td>相対湿度40%</td><td>50</td><td>2</td></tr> </tbody> </table> | | 基準ひずみ $\varepsilon_{s0} (\times 10^{-5})$ | 係数 λ | 水中 | -10 | 60 | 相対湿度90% | 10 | 10 | 相対湿度70% | 25 | 3 | 相対湿度40% | 50 | 2 | <p>・クリープの影響等を考慮して低減した値を使用する場合 150×10^{-6} ($f_{ck} \leq 55 \text{ N/mm}^2$)</p> <p>・その他の場合 $\varepsilon'_{cs}(t, t_0) = [1 - \exp\{-0.108(t-t_0)^{0.56}\}] \cdot \varepsilon'_{sh}$ $\varepsilon'_{sh} = -50 + 78[1 - \exp(RH/100)] + 38 \log_e W - 5[\log_e(V/S/10)]^2$ ε'_{sh}: 乾燥収縮ひずみの最終値 ($\times 10^{-5}$) $\varepsilon'_{cs}(t, t_0)$: コンクリートの材齢 t_0 から t までの収縮ひずみ ($\times 10^{-5}$) RH: 相対湿度 (%) ($45\% \leq RH \leq 80\%$) W: 単位水量 (kg/m^3) ($130 \text{ kg/m}^3 \leq W \leq 230 \text{ kg/m}^3$) V: 体積 ($\text{mm}^3$) S: 外気に接する表面積 ($\text{mm}^2$) V/S: 体積表面積比 ($\text{mm}$) ($25 \text{ mm} \leq V/S \leq 300 \text{ mm}$)</p> |
| | 基準ひずみ $\varepsilon_{s0} (\times 10^{-5})$ | 係数 λ | | | | | | | | | | | | | | | |
| 水中 | -10 | 60 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 相対湿度90% | 10 | 10 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 相対湿度70% | 25 | 3 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 相対湿度40% | 50 | 2 | | | | | | | | | | | | | | | |
| プレストレスの減少量算出時 | 20×10^{-5} | 規定なし 「適切なクリープ解析により求める」 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 耐久性に関する照査 | 規定なし | <p>・曲げひび割れ幅の算定に考慮する値 (鋼材腐食に対する照査) 150×10^{-6} (一般の場合) 100×10^{-6} (高強度の場合) ※ただし、曲げひび割れの制限値を $0.0035C \sim 0.005C$ とした場合 ※クリープによる影響を含む</p> | | | | | | | | | | | | | | | |
| 使用性に関する照査 | 規定なし | <p>・曲げひび割れ幅の算定に考慮する値(外観に対する照査) $300 \sim 450 \times 10^{-6}$ ※曲げひび割れ幅の制限値は 0.3 mm 程度 ※クリープによる影響を含む</p> | | | | | | | | | | | | | | | |

表 2.2.2 各基準による乾燥収縮ひずみ(その2)

| | コンクリート標準示方書 設計編 2012年版 | 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 |
|-------------------|--|--|
| 不静定力の 算出時 | <p>・実績のあるRCラーメン構造の場合</p> <p>150×10^{-6} ($F_{ck} \leq 55 \text{ N/mm}^2$、収縮ひずみの最終値 $\leq 1000 \mu$)</p> <p>-----</p> <p>・その他の場合</p> <p>収縮の特性値に、環境の温度や湿度、形状寸法、乾燥開始材齢等の影響を考慮して算定することを原則とする。</p> <p>$\varepsilon'_{ss}(t, t_0) = \left[\left\{ (1 - RH/100) / (1 - 60/100) \right\} \cdot \varepsilon'_{sh,inf}(t - t_0) \right] / \left[(d/100)^2 \cdot \beta + (t - t_0) \right]$</p> <p>$\varepsilon'_{cs}(t, t_0)$: 部材の収縮ひずみ</p> <p>$t, t_0$: コンクリートの材齢および乾燥開始材齢(日) ($t_0 \geq 3$日)</p> <p>RH: 平均相対湿度(%) ($45\% \leq RH \leq 80\%$)</p> <p>d: 有効部材厚(mm)</p> <p>$\varepsilon'_{sh,inf}$: 乾燥収縮ひずみの最終値</p> <p>$\varepsilon'_{sh,inf} = (1 + \beta / 182) \cdot \varepsilon'_{sh}$</p> <p>$\varepsilon'_{sh}$: 収縮の特性値(JIS試験値の推定値 $\times 10^{-6}$)</p> <p>$\varepsilon'_{sh} = 2.4 \cdot \{ W + 45 / (-20 + 30 \cdot C/W) \cdot \alpha \cdot \Delta w \}$</p> <p>W: 単位水量 ($\text{kg/m}^3$) ($W \leq 175 \text{ kg/m}^3$)</p> <p>C/W: セメント水比</p> <p>α: 骨材の品質の影響を表す係数 ($\alpha = 4 \sim 6$、標準的骨材で4)</p> <p>Δw: 骨材中に含まれる水分量</p> <p>$\Delta w = w_s / (100 + w_s) \cdot S + w_G / (100 + w_G) \cdot G$</p> <p>$w_s, w_G$: 細骨材および粗骨材の吸水率(%)</p> <p>S, G: 単位細骨材量、単位粗骨材量 (kg/m^3)</p> <p>β: 乾燥収縮ひずみの経時変化を表す係数</p> <p>$\beta = 30 / \rho \cdot \{ 120 / (-14 + 21C/W) - 0.70 \}$</p> <p>$\rho$: コンクリートの単位容積質量 ($\text{g/cm}^3$)</p> | <p>・RC構造物</p> <p>150×10^{-6} (ラーメン、アーチ鉄筋比 $\geq 0.5\%$)</p> <p>200×10^{-6} (アーチ鉄筋比 $< 0.5\%$)</p> <p>・PC構造物</p> <p>150×10^{-6}</p> <p>・軽量骨材を用いた構造物</p> <p>150×10^{-6}</p> |
| プレストレスの 減少量算出時 | <p>規定なし</p> <p>「鉄筋の拘束の影響を考慮し適切なクリープ解析により求める」</p> | <p>規定なし</p> <p>「適切なクリープ解析により求める」</p> |
| 耐久性に 関する照査 | <p>・曲げひび割れ幅の設計応答値に考慮する値 (鋼材腐食に対する照査)</p> <p>100×10^{-6} (常時湿潤環境)</p> <p>150×10^{-6} (常時繰返環境の材齢200日想定)</p> <p>200×10^{-6} (常時繰返環境の材齢100日想定)</p> <p>250×10^{-6} (常時繰返環境の材齢30日想定)</p> <p>300×10^{-6} (常時乾燥環境の材齢200日想定)</p> <p>350×10^{-6} (常時乾燥環境の材齢100日想定)</p> <p>450×10^{-6} (常時乾燥環境の材齢30日想定)</p> | <p>・曲げひび割れ幅の算定に考慮する値 (鋼材腐食に対する照査)</p> <p>300×10^{-6} (内ケーブルPRC、ラーメン高架橋柱等)</p> <p>350×10^{-6} (外ケーブルPRC、スラブ等)</p> <p>450×10^{-6} (RCの桁、梁等)</p> <p>※ただし、曲げひび割れの制限値を0.0035C~0.005Cとした場合</p> <p>※クリープによる影響を含む</p> |
| 使用性に 関する照査 | <p>・曲げひび割れ幅の設計応答値に考慮する値(外観に対する照査)</p> <p>同上(耐久性に関する照査と同じ)</p> <p>・長期の変位・変形の算定において考慮する収縮ひずみ</p> <p>$\varepsilon'_{ss}(t) = \varepsilon'_{ds}(t, t_0) + \varepsilon'_{as}(t, t_s)$</p> <p>$\varepsilon'_{ds}(t, t_0)$: 材齢tにおけるコンクリートの乾燥収縮によるひずみ</p> <p>$\varepsilon'_{as}(t, t_s)$: 凝結の始発から材齢tまでのコンクリートの封かん条件での収縮ひずみ</p> | <p>・曲げひび割れ幅の算定に考慮する値(外観に対する照査)</p> <p>$300 \sim 450 \times 10^{-6}$</p> <p>※曲げひび割れ幅の制限値は0.3mm程度</p> <p>※クリープによる影響を含む</p> |

(2)PC 上部工における体積表面積比

既述のとおり、現行基準では不静定力算出において（道路橋示方書ではプレストレス減少量計算においても）、 150μ 、 200μ といった乾燥収縮ひずみが規定されている。一方、施工中に構造系が変化する場合などは、収縮ひずみを時間関数として算出する数式や図表が用意されている。

図 2.2.1 は、道路橋示方書と 2007 年版コンクリート標準示方書に従って算出した、乾燥収縮ひずみの経時変化の比較結果である。なお、鉄道構造物等設計標準はコンクリート標準示方書と全く同じ算定式であるため割愛する。

乾燥収縮ひずみへの影響因子として、道路橋示方書は仮想厚さ h_{th} （係数×断面積／外気に接する部分の周長）、2007 年版コンクリート標準示方書は体積表面積比 V/S （体積／外気に接する部分の表面積）を考慮する。PC 上部工のように、断面に対する長さの比が大きい構造物では、体積を断面積に、表面積を周長に置き換えても実用上、問題がない。ここでは、「PC 道路橋計画マニュアル」¹⁹⁾に従い、断面積を外気に接する部分の周長で除したものを体積表面積比として算出した。算出根拠を次頁に示す。

図 2.2.1 には代表的な PC 上部工として、箱桁橋（固定式支保工架設、張出架設）、中空床版橋の計算結果を示している（ただし、相対湿度を 70%として計算）。コンクリート標準示方書の方が、道路橋示方書に比べ体積表面積比に対する鋭敏さが高い。時間変化に着目すると、コンクリート標準示方書の方が最終ひずみに到達するスピードが速く、これは JIS 試験のような小型供試体の試験結果に基づくためと想像される。基準によりこのような差があるが、道路橋は主に道路橋示方書に基づき設計が行われてきたため、この問題は報告されていない。何れにしても、最終的な乾燥収縮ひずみは $130\sim 190\mu$ となっており、 200μ 程度まではこれまでの基準類の想定範囲であったことを窺わせる。

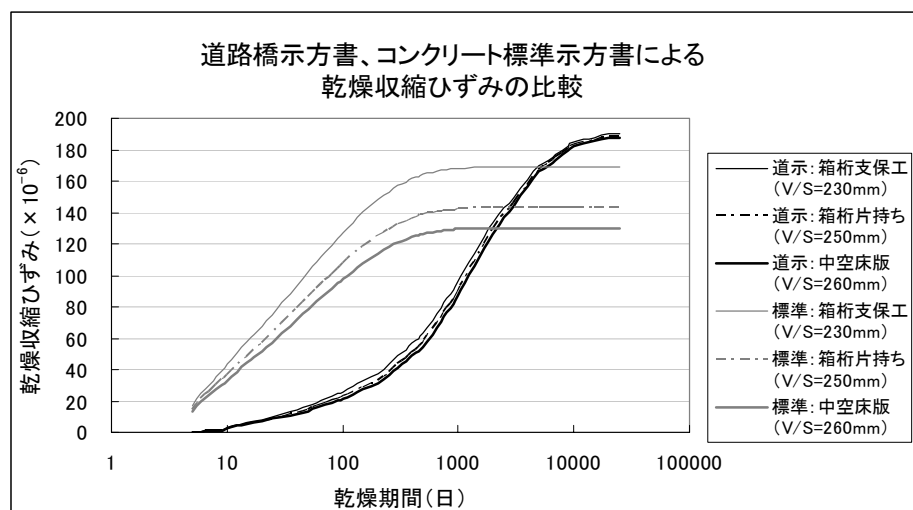
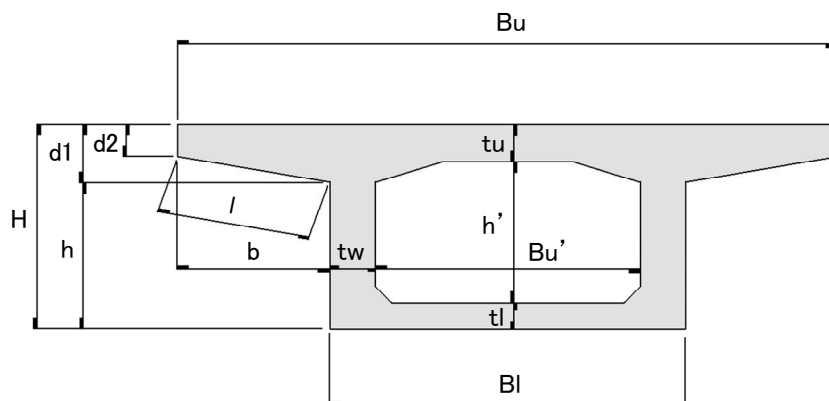


図 2.2.1 乾燥収縮ひずみの比較

①箱桁

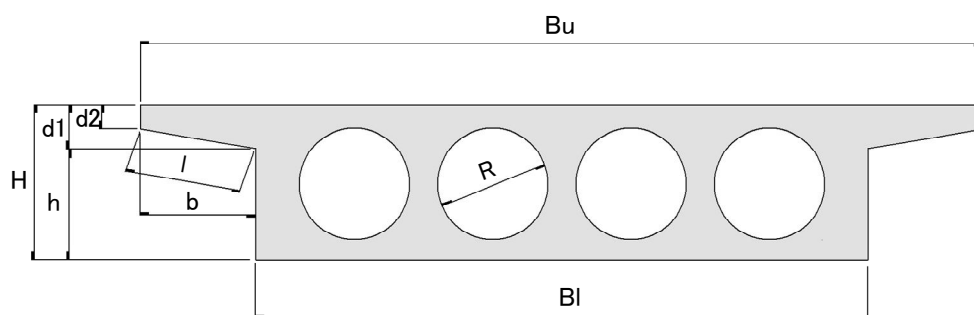


| | 支間長 (m) | 平均桁高 (m) | | 上床版幅 (m) | 下床版幅 (m) | 張出床版幅 (m) | 張出床版 付け根厚 (m) | 張出床版 先端厚 (m) | ウェブ高 (m) | 張出床版長 (m) | ウェブ厚 (m) |
|-----------|------------|-------------|-----|-------------|---------------|-------------------|---------------------|--------------------|--------------|----------------------------|-------------|
| | L | H | | Bu | Bl＝ 0.55Bu | b＝ (Bu－Bl) / 2 | d1 | d2 | h＝ (H－d1) | $l=\sqrt{(b^2+(d1-d2)^2)}$ | tw |
| 固定 支保工 | 30 | 支点上 | 1.5 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 1.05 | 2.31 | 0.60 |
| | | 支間中央 | 1.5 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 1.05 | 2.31 | 0.40 |
| | 40 | 支点上 | 2.1 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 1.65 | 2.31 | 0.60 |
| | | 支間中央 | 2.1 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 1.65 | 2.31 | 0.40 |
| | 50 | 支点上 | 2.7 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 2.25 | 2.31 | 0.60 |
| | | 支間中央 | 2.7 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 2.25 | 2.31 | 0.40 |
| | 60 | 支点上 | 3.3 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 2.85 | 2.31 | 0.60 |
| | | 支間中央 | 3.3 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 2.85 | 2.31 | 0.40 |
| 片持 架設 | 60 | 支点上 | 4.0 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 3.55 | 2.31 | 0.60 |
| | | 支間中央 | 1.5 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 1.05 | 2.31 | 0.40 |
| | 80 | 支点上 | 5.0 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 4.55 | 2.31 | 0.60 |
| | | 支間中央 | 2.1 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 1.65 | 2.31 | 0.40 |
| | 100 | 支点上 | 6.0 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 5.55 | 2.31 | 0.60 |
| | | 支間中央 | 2.7 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 2.25 | 2.31 | 0.40 |
| | 120 | 支点上 | 7.0 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 6.55 | 2.31 | 0.60 |
| | | 支間中央 | 3.3 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 2.85 | 2.31 | 0.40 |
| | 140 | 支点上 | 8.0 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 7.55 | 2.31 | 0.60 |
| | | 支間中央 | 3.9 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 3.45 | 2.31 | 0.40 |
| | 160 | 支点上 | 9.0 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 8.55 | 2.31 | 0.60 |
| | | 支間中央 | 4.5 | 10.3 | 5.7 | 2.3 | 0.45 | 0.25 | 4.05 | 2.31 | 0.40 |

| | 支間長 (m) | 上床版厚 (m) | 下床版厚 (m) | 内空横寸法 (m) | 内空縦寸法 (m) | 外部表面積 S1(m ² /m) | 内部表面積 S2(m ² /m) | 表面積 S(m ² /m) | 体積 V(m ³ /m) =断面積 (m ²) | 体積表面積比 V/S(mm) | |
|-------|------------|-------------|-------------|--------------------|---------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|---|-------------------|-----|
| | L | tu | tl | Bu' = Bl - 2·tw | h' = H - tu - tl | Bu + Bl + 2·l + 2·(h + d2) | 2 × (Bu' + h') | S1 + S2/2 | | | 平均 |
| 固定支保工 | 30 | 0.27 | 0.50 | 4.50 | 0.73 | 23.22 | 10.46 | 28.45 | 7.10 | 249 | 234 |
| | | 0.27 | 0.25 | 4.90 | 0.98 | 23.22 | 11.76 | 29.10 | 5.58 | 192 | |
| | 40 | 0.27 | 0.50 | 4.50 | 1.33 | 24.42 | 11.66 | 30.25 | 7.82 | 258 | |
| | | 0.27 | 0.25 | 4.90 | 1.58 | 24.42 | 12.96 | 30.90 | 6.06 | 196 | |
| | 50 | 0.27 | 0.50 | 4.50 | 1.93 | 25.62 | 12.86 | 32.05 | 8.54 | 266 | |
| | | 0.27 | 0.25 | 4.90 | 2.18 | 25.62 | 14.16 | 32.70 | 6.54 | 200 | |
| 片持架設 | 60 | 0.27 | 0.50 | 4.50 | 2.53 | 26.82 | 14.06 | 33.85 | 9.26 | 273 | 251 |
| | | 0.27 | 0.25 | 4.90 | 2.78 | 26.82 | 15.36 | 34.50 | 7.02 | 203 | |
| | 80 | 0.27 | 0.50 | 4.50 | 3.23 | 28.22 | 15.46 | 35.95 | 10.10 | 281 | |
| | | 0.27 | 0.25 | 4.90 | 0.98 | 23.22 | 11.76 | 29.10 | 5.58 | 192 | |
| | 100 | 0.27 | 0.50 | 4.50 | 4.23 | 30.22 | 17.46 | 38.95 | 11.30 | 290 | |
| | | 0.27 | 0.25 | 4.90 | 1.58 | 24.42 | 12.96 | 30.90 | 6.06 | 196 | |
| | 120 | 0.27 | 0.50 | 4.50 | 5.23 | 32.22 | 19.46 | 41.95 | 12.50 | 298 | |
| | | 0.27 | 0.25 | 4.90 | 2.18 | 25.62 | 14.16 | 32.70 | 6.54 | 200 | |
| | 140 | 0.27 | 0.50 | 4.50 | 6.23 | 34.22 | 21.46 | 44.95 | 13.70 | 305 | |
| | | 0.27 | 0.25 | 4.90 | 2.78 | 26.82 | 15.36 | 34.50 | 7.02 | 203 | |
| | 160 | 0.27 | 0.50 | 4.50 | 7.23 | 36.22 | 23.46 | 47.95 | 14.90 | 311 | |
| | | 0.27 | 0.25 | 4.90 | 3.38 | 28.02 | 16.56 | 36.30 | 7.50 | 207 | |

*内空の表面積は DIN4227²⁰⁾ に準拠し 1/2 とした。1/2 としない場合には、各々の平均が固定支保工で 194mm，片持架設で 204mm となる。

②中空床版橋



| 支間長 (m) | 平均桁高 (m) | 上床版幅 (m) | 下床版幅 (m) | 張出床版幅 (m) | 張出床版 付け根厚 (m) | 張出床版 先端厚 (m) |
|------------|-------------|-------------|-------------|-------------------------|---------------------|--------------------|
| L | $H=L/22$ | Bu | BI | $\frac{b}{2}$ (RC限界) | d1 | d2 |
| 20 | 0.9 | 10.3 | 6.5 | 1.9 | 0.40 | 0.20 |
| 25 | 1.1 | 10.3 | 6.5 | 1.9 | 0.40 | 0.20 |
| 30 | 1.4 | 10.3 | 6.5 | 1.9 | 0.40 | 0.20 |

| 支間長 (m) | ウェブ高 (m) | 張出床版長 (m) | 円筒型枠 の径 | 円筒型枠 の個数 | 表面積 $S(m^2/m)$ | 体積 $V(m^3/m)$ =断面積 (m^2) | 体積表面積比 $V/S(mm)$ | |
|------------|----------------|--------------------------------|------------|-------------|---|-------------------------------------|---------------------|-----|
| L | $h = (H - d1)$ | $l = \sqrt{b^2 + (d1 - d2)^2}$ | R | n | $Bu + BI + 2 \cdot l + 2 \times (h + d2)$ | | 平均 | |
| 20 | 0.50 | 1.91 | 0.6 | 6 | 22.02 | 5.29 | 240 | 259 |
| 25 | 0.70 | 1.91 | 0.8 | 5 | 22.42 | 5.78 | 258 | |
| 30 | 1.00 | 1.91 | 1.1 | 4 | 23.02 | 6.44 | 280 | |

2.2.3 各国基準による収縮ひずみ

ここでは、世界の代表的な設計基準における乾燥収縮ひずみの予測式とその特徴を紹介する。どの予測式も、基準ひずみ（または最終ひずみ）×時間関数の形を取るが、設計基準ごとに基準ひずみや時間関数は異なっており、類似の条件でも得られる乾燥収縮ひずみは異なっている。

多くの基準で体積表面積比（または仮想部材厚さ）が使用されているため、前節より PC 上部工相当の平均的な値として $V/S=250\text{mm}$ を使用する。また、JIS 試験で使用する供試体（ $100 \times 100 \times 400\text{mm}$ ）における $V/S=25\text{mm}$ のケースも比較し、対象とする部材寸法の差が各基準でどの程度、乾燥収縮ひずみの計算結果に影響するのかを検討する。

(1)CEB/FIP²¹⁾

$$\varepsilon_{\text{cds}}(t, t_s) = \varepsilon_{\text{cds0}}(f_{\text{cm}}) \cdot \beta_{\text{RH}}(\text{RH}) \cdot \beta_{\text{ds}}(t - t_s)$$

ε_{cds} : 材齢 t_s 日に乾燥を開始した材齢 t 日における乾燥収縮ひずみ

・ $\varepsilon_{\text{cds0}}(f_{\text{cm}})$: セメント種別とコンクリートの強度に関する係数

$$\varepsilon_{\text{cds0}}(f_{\text{cm}}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{\text{ds1}}) \cdot \exp(-\alpha_{\text{ds2}} \cdot f_{\text{cm}})] \times 10^{-6}$$

f_{cm} : 28 日における平均圧縮強度 (Mpa)

$$f_{\text{cm}} = f_{\text{ck}} + \Delta f$$

f_{ck} : 圧縮強度の特性値 (Mpa)

$$\Delta f = 8 \text{ (Mpa)}$$

$\alpha_{\text{ds1}}, \alpha_{\text{ds2}}$: セメントの規格による係数 (N は普通で R は早強タイプ)

| セメントの強度区分 | α_{ds1} | α_{ds2} |
|---------------------|-----------------------|-----------------------|
| 32.5N | 3 | 0.013 |
| 32.5R, 42.5N | 4 | 0.012 |
| 42.5R, 52.5N, 52.5R | 6 | 0.012 |

・ β_{RH} : 周囲の相対湿度の影響に関する係数

$$\beta_{\text{RH}} = \begin{cases} -1.55 \cdot [1 - (\text{RH}/100)^3] \cdot \beta_{\text{s1}} & (40\% \leq \text{RH} < 99\%) \\ +0.25 \cdot \beta_{\text{s1}} & (\text{RH} \geq 99\%) \end{cases}$$

RH : 周辺環境の相対湿度 (%)

$$\beta_{\text{s1}} = (35/f_{\text{cm}})^{0.1} \leq 1.0$$

・ $\beta_{\text{ds}}(t - t_s)$: 時間関数

$$\beta_{\text{ds}}(t - t_s) = [(t - t_s) / \{ 0.035 \cdot h^2 + (t - t_s) \}]^{0.5}$$

h : 部材の仮想厚さ (mm)

$$h = 2A_c / u$$

A_c : 断面積 (mm²)

u : 空気に接する周長 (mm)

t : コンクリートの材齢 (日)

t_s : 乾燥が開始した日 (日)

基準ひずみは、28 日での平均圧縮強度とセメントの規格、相対湿度で決定される。部材寸法は、収縮ひずみの進行度に影響するが、最終ひずみには関係しないという立場に立つ。なお、時間変化は双曲線関数の 0.5 乗の形で表現されている。

図 2.2.2 に示すように、最終の乾燥収縮ひずみは体積表面積比によらず一定の値に収束する。なお、乾燥収縮ひずみは、 $f_{cm}=36\text{Mpa}$ 、 $\alpha_{ds1}=6$ 、 $\alpha_{ds2}=0.012$ 、 $RH=60\%$ の条件で計算したものである。

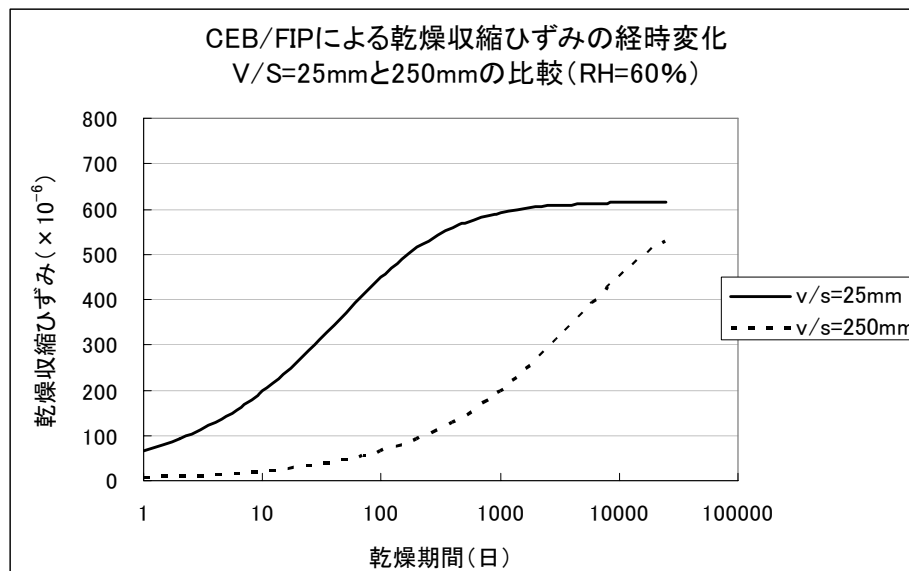


図 2.2.2 CEB/FIP による乾燥収縮ひずみの経時変化

(2)ACI²²⁾

$$(\varepsilon_{sh})_t = t / (f + t) \cdot (\varepsilon_{sh})_u$$

$(\varepsilon_{sh})_t$: 乾燥収縮ひずみ

f : 35 日 (湿潤養生されたコンクリートの 7 日以降の収縮の場合)

55 日 (蒸気養生されたコンクリートの 1~3 日以降の収縮の場合)

t : 乾燥期間 (日)

$(\varepsilon_{sh})_u$: 最終乾燥収縮ひずみ(m/m)

$$(\varepsilon_{sh})_u = 780 \cdot \gamma_{sh} \times 10^{-6} \text{ (m/m)}$$

γ_{sh} : 補正係数

・ 周囲の相対湿度 λ (%) による補正

$$\gamma_{\lambda} = 1.40 - 0.010 \lambda \quad (40 \leq \lambda \leq 80)$$

$$\gamma_{\lambda} = 3.00 - 0.030 \lambda \quad (80 < \lambda \leq 100)$$

- 平均部材厚 $h(\text{mm})$ による補正 ($150\text{mm} < h < 380\text{mm}$)
 - $\gamma_h = 1.23 - 0.0015h$ (乾燥の最初の一年)
 - $\gamma_h = 1.17 - 0.00114h$ (最終値)
- または体積表面積比 $v/s(\text{mm})$ による補正
 - $\gamma_{vs} = 1.2 \exp(-0.00472v/s)$
- スランプ $s(\text{mm})$ による補正
 - $\gamma_s = 0.89 + 0.00161s$
- 細骨材率 Ψ (%) による補正
 - $\gamma_\Psi = 0.30 + 0.014\Psi$ ($\Psi \leq 50\%$)
 - $\gamma_\Psi = 0.90 + 0.002\Psi$ ($\Psi > 50\%$)
- 単位セメント量 $c(\text{kg}/\text{m}^3)$ による補正
 - $\gamma_c = 0.75 + 0.00061c$
- 空気量 a (%) による補正
 - $\gamma_a = 0.95 + 0.008a$

最終ひずみは 780μ で一定であるが、相対湿度、平均部材厚または体積表面積比、配合（スランプ、細骨材率、単位セメント量、空気量）により細かく補正を行うことになっている。また、時間変化は双曲線関数の形となっている。

図 2.2.3 は、 $s=120\text{mm}$ 、 $\Psi=42\%$ 、 $c=380\text{kg}/\text{m}^3$ 、 $a=4.5\%$ の条件で計算した結果であるが、体積表面積比の違いで最終の収縮ひずみに 3 倍程度の差が生じていることが分かる。

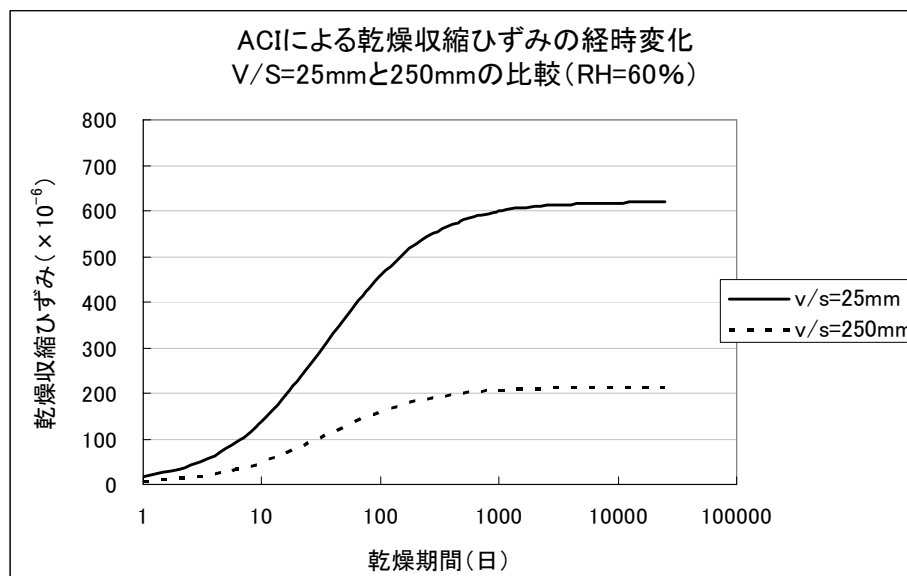


図 2.2.3 ACI による乾燥収縮ひずみの経時変化

(3)DIN²³⁾ と道路橋示方書²⁴⁾

| | | | | | |
|--|--|----------------|--|--|-----------------|
| <p>DIN :</p> $\varepsilon_{s,t} = \varepsilon_{s0} \cdot (k_s \cdot t - k_s \cdot t_0)$ <p>$\varepsilon_{s,t}$: 乾燥開始材齢 t_0 日から材齢 t 日までの乾燥収縮ひずみ</p> <p>ε_{s0} : 基準収縮度</p> <p>k_s : 時間変化に関する関数 (d_{ef} ごとに別図で求める)</p> <p>d_{ef} : 部材の有効厚さ</p> $d_{ef} = k_{ef} \cdot 2 \cdot A / u$ <p>k_{ef} : 相対湿度に関する係数</p> <p>A : 断面積</p> <p>u : 乾燥断面の周長 (箱桁の内面は 1/2 とする)</p> <p>t : コンクリート温度で補正した材齢</p> $t = \Sigma (T_i + 10^\circ\text{C}) / 30^\circ\text{C} \cdot \Delta t_i$ | | | <p>道路橋示方書 :</p> $\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{s0} \cdot \beta_s(t - t_0)$ <p>$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$: 乾燥開始材齢 t_0 日から材齢 t 日までの乾燥収縮ひずみ</p> <p>ε_{s0} : 基準乾燥収縮ひずみ</p> <p>$\beta_s(t)$: 材齢と仮想厚さに関する関数 (h_{th} ごとに別図で求める)</p> <p>h_{th} : 部材の仮想厚さ</p> $h_{th} = \lambda \cdot A_c / u$ <p>λ : 環境条件に関する係数</p> <p>A_c : 断面積</p> <p>u : 外気に接する部分の周長</p> <p>t : コンクリート温度で補正した材齢</p> $t = \Sigma (T + 10) \cdot \Delta t' / 30$ | | |
| DIN4227 | | | 道路橋示方書 | | |
| | 基準収縮度 $\varepsilon_{s0} (\times 10^{-5})$ | 係数 k_{ef} | | 基準ひずみ $\varepsilon_{s0} (\times 10^{-5})$ | 係数 λ |
| 水中 | -10 | 30 | 水中 | -10 | 60 |
| 相対湿度 90% | +13 | 5.0 | 相対湿度 90% | 10 | 10 |
| 相対湿度 70% | +32 | 1.5 | 相対湿度 70% | 25 | 3 |
| 相対湿度 50% | +46 | 1.0 | 相対湿度 40% | 50 | 2 |

DIN と道路橋示方書はほぼ同一の内容である。基準ひずみは相対湿度のみで決定され、道路橋示方書の方が若干、小さくなっている。道路橋示方書の時間関数は、平成 8 年版から現行のものに改訂された。その他、DIN には箱桁内面は乾燥しにくいため、表面積を半分で評価するという違いがある。

図 2.2.4, 図 2.2.5 は、RH=60%として計算した結果である。

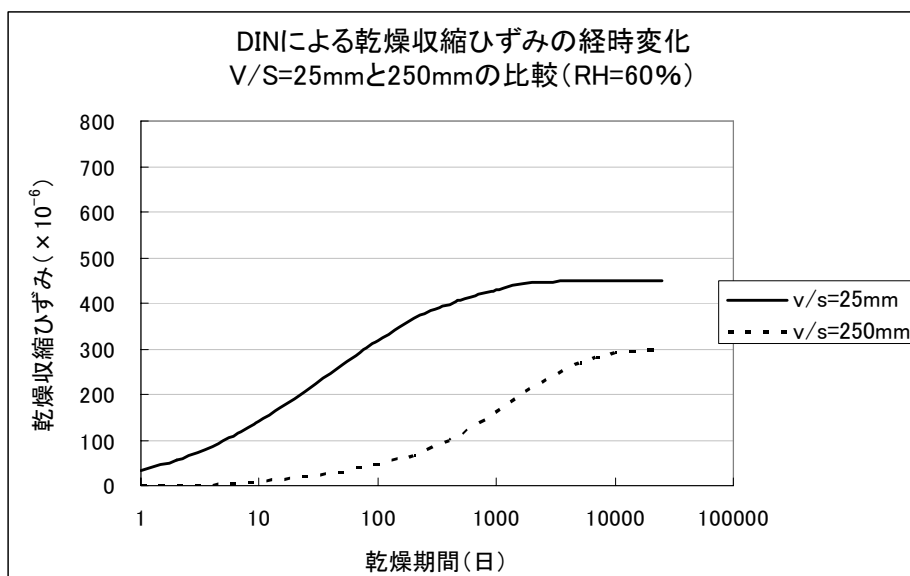


図 2.2.4 DIN による乾燥収縮ひずみの経時変化

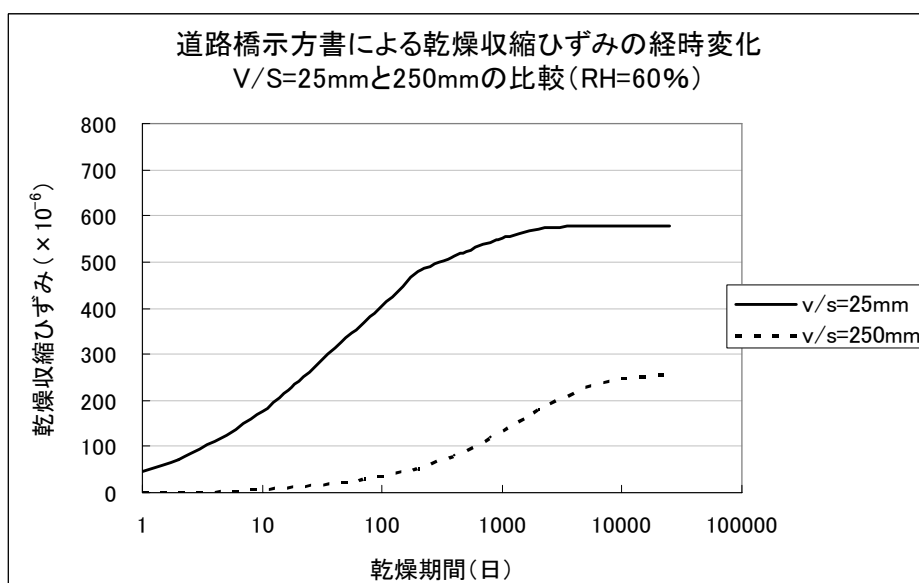


図 2.2.5 道路橋示方書による乾燥収縮ひずみの経時変化

(4)2007 年制定コンクリート標準示方書²⁵⁾

$$\varepsilon'_{cs}(t, t_0) = [1 - \exp\{-0.108 (t - t_0)^{0.56}\}] \cdot \varepsilon'_{sh}$$

$$\varepsilon'_{sh} = -50 + 78[1 - \exp(RH/100)] + 38 \log_e W - 5[\log_e (V/S/10)]^2$$

ε'_{sh} : 乾燥収縮ひずみの最終値 (×10⁻⁵)

$\varepsilon'_{cs}(t, t_0)$: コンクリートの材齢 t_0 から t までの収縮ひずみ (×10⁻⁵)

RH : 相対湿度 (%) (45% ≤ RH ≤ 80%)

W : 単位水量 (kg/m³) (130kg/m³ ≤ W ≤ 230kg/m³)

V : 体積(mm³)

S : 外気に接する表面積(mm²)

V/S : 体積表面積比(mm) ($25\text{mm} \leq V/S \leq 300\text{mm}$)

t_0 および t : 乾燥開始時および乾燥中のコンクリートの有効材齢 (日)

$$t_0 \text{ および } t = \sum \Delta t_i \cdot \exp[13.65 - 4000 / (273 + T(\Delta t_i) / T_0)]$$

Δt_i : 温度が $T(^{\circ}\text{C})$ である期間の日数

T_0 : 1°C

乾燥収縮ひずみの最終値は、相対湿度、単位水量、体積表面積比により決定される。時間変化は他の基準と異なり唯一、指数関数の形である。他の基準に比べ、収縮ひずみが一定値に収束する時期が早く、相対湿度に鋭敏に反応することが特徴となっている。

図 2.2.6 は、 $W=165\text{kg/m}^3$ とした場合の結果である。

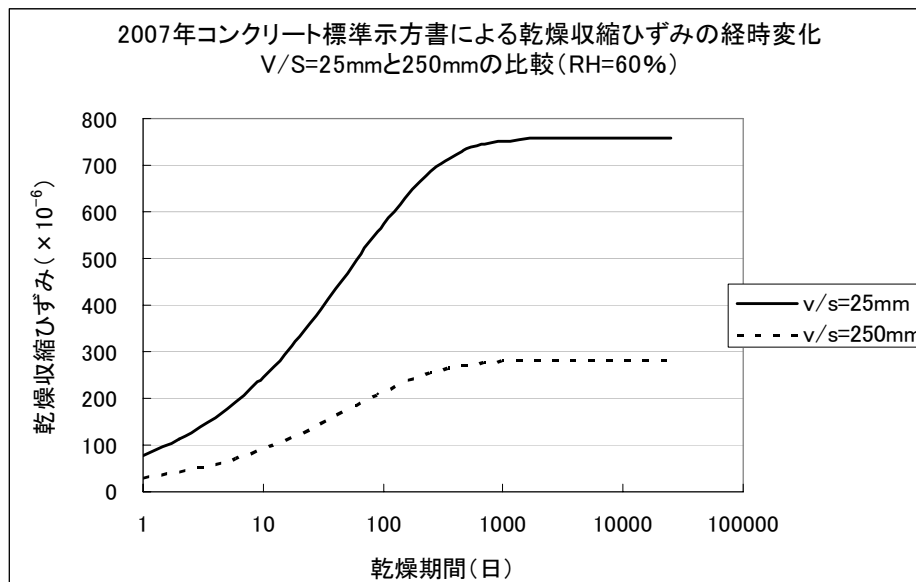


図 2.2.6 コンクリート標準示方書による乾燥収縮ひずみの経時変化

(5)2012 年制定コンクリート標準示方書

2012 年制定のコンクリート標準示方書では、収縮・クリープに関して全面的な改訂が行われ、収縮の予測式として2つの式が掲載されることになった。まず、設計編:標準の 1 編 部材の構造解析に示されている予測式は、構造物の応答値算定に用いるコンクリートの断面平均の収縮ひずみを求めるものであり、全国で行われた多くの JIS 試験結果に基づいている。100×100×400mm の供試体の収縮ひずみが基本となっているため、実構造物への適用に際しては断面の有効部材厚で補正を行うことになっているが、その根拠となる考え方は本論文の5章 部材厚を考慮した収縮ひずみの予測手法に詳述している。

一方、設計編:標準の 4 編 使用性に関する照査に示されている予測式は、コンクリート構造物の長期変位・変形を精度良く算定するために導かれたもので、一般的なコンクリートの配合条件、構造諸元、環境条件(温度、湿度)をパラメータとして、ファイバーモデル等による構造解析を

用いて実施した検討によって得られたものである。長期の変位・変形に対しては収縮の絶対値とともに、相対する二面の収縮差が重要となることも踏まえ、安全上、大きめの収縮ひずみが得られるよう設定されている。

応答値算定に用いる断面平均の収縮の設計値(解 2.2.2)²⁶⁾

$$\varepsilon'_{cs}(t, t_0) = \left[\left\{ (1 - RH/100) / (1 - 60/100) \right\} \cdot \varepsilon'_{sh,inf} \cdot (t - t_0) \right] / \left\{ (d/100)^2 \cdot \beta + (t - t_0) \right\}$$

$\varepsilon'_{cs}(t, t_0)$: 部材の収縮ひずみ

t, t_0 : コンクリートの材齢および乾燥開始材齢 (日) ($t_0 \geq 3$ 日)

RH : 平均相対湿度 (%) ($45\% \leq RH \leq 80\%$)

d : 有効部材厚(mm). 一面のみが乾燥する場合、平均部材厚の 2 倍とする。

$\varepsilon'_{sh,inf}$: 乾燥収縮ひずみの最終値

$$\varepsilon'_{sh,inf} = (1 + \beta / 182) \cdot \varepsilon'_{sh}$$

ε'_{sh} : 収縮の特性値 (JIS 試験値の推定値 $\times 10^{-6}$)

$$\varepsilon'_{sh} = 2.4 \cdot \{ W + 45 / (-20 + 30 \cdot C/W) \cdot \alpha \cdot \Delta w \}$$

W : 単位水量 (kg/m^3) ($W \leq 175 \text{kg}/\text{m}^3$)

C/W : セメント水比

α : 骨材の品質の影響を表す係数 ($\alpha = 4 \sim 6$). 標準的な骨材で $\alpha = 4$

Δw : 骨材中に含まれる水分量

$$\Delta w = w_s / (100 + w_s) \cdot S + w_g / (100 + w_g) \cdot G$$

w_s, w_g : 細骨材および粗骨材の吸水率 (%)

S, G : 単位細骨材量および単位粗骨材量 (kg/m^3)

β : 乾燥収縮ひずみの経時変化を表す係数

$$\beta = 30 / \rho \cdot \{ 120 / (-14 + 21C/W) - 0.70 \}$$

ρ : コンクリートの単位容積質量 (g/cm^3)

長期の変位・変形の算定に用いる収縮予測手法(解 3.3.13)²⁷⁾

$$\varepsilon'_s(t) = \varepsilon'_{ds}(t, t_0) + \varepsilon'_{as}(t, t_s) \geq 0$$

$\varepsilon'_s(t)$: 材齢 t におけるコンクリートの収縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)

$\varepsilon'_{ds}(t, t_0)$: 材齢 t におけるコンクリートの乾燥収縮によるひずみ ($\times 10^{-6}$)

$\varepsilon'_{as}(t, t_s)$: 凝結の始発から材齢 t までのコンクリートの封かん条件での収縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)

$$\varepsilon'_{ds}(t, t_0) = \kappa_{ds} \cdot \varepsilon'_{dsh\infty} \cdot [1 - \exp\{-\alpha_{ds}(t - t_0)^{\beta_{ds}}\}]$$

$\varepsilon'_{dsh\infty}$: 収縮ひずみの最終値 ($\times 10^{-6}$)

$$\varepsilon'_{dsh\infty} = 980 / \{ 1 + 0.53 \cdot e^{-0.23(W/C - 50)} \}$$

$$\times \{ 1 + (RH - 65) / 15 \cdot (-0.25 - 7400 \cdot e^{-0.214W/C}) \}$$

W/C : 水セメント比 (%) ($35 \leq W/C \leq 60\%$)

RH : 相対湿度 (%) ($50 \leq RH \leq 80\%$)

t : コンクリートの材齢 (日)

t_0 : コンクリートの乾燥開始材齢 (日)
 α_{ds}, β_{ds} : 乾燥収縮ひずみの進行特性を表す係数
 $\alpha_{ds} = 1 / (V/S)^2 \cdot (200 - 2.7 \cdot W/C) \geq 0.0002$
 $\beta_{ds} = 0.0074 \cdot W/C + 0.00058 \cdot V/S + 0.25$
 κ_{ds} : 乾燥収縮ひずみの最終値に関する係数
 $\kappa_{ds} = 1 + a_{ds} \cdot (V/S - 25)$
 V/S : 体積表面積比 (mm) ($25 \leq V/S \leq 300$ mm)
 a_{ds} : 係数

$$a_{ds} = \begin{cases} 0.00018 \cdot W/C - 0.0085 & (35 \leq W/C \leq 45\%) \\ -0.00038 & (45 \leq W/C \leq 60\%) \end{cases}$$

 $\varepsilon'_{as}(t, t_s) = \gamma \cdot \kappa_{as} \cdot \varepsilon'_{ash\infty} [1 - \exp \{-\alpha_{as}(t - t_s)^{\beta_{as}}\}]$
 $\varepsilon'_{ash\infty}$: 封かん条件での収縮ひずみの最終値 ($\times 10^{-6}$)
 $\varepsilon'_{ash\infty} = 1170 / \{1 + 2.9 \cdot e^{-0.19(50 - W/C)}\}$
 W/C : 水セメント比 (%) ($35 \leq W/C \leq 60\%$)
 γ : セメントおよび混和材の種類の影響を表す係数
(普通ポルトランドセメントのみを用いる場合 1.0 としてよい)
 t : コンクリートの材齢 (日)
 t_s : 凝結の始発 (日)
 α_{as}, β_{as} : 封かん条件での収縮の進行特性を表す係数
 $\alpha_{as} = 0.020 \cdot W/C - 0.75 \geq 0.1$
 $\beta_{as} = -0.0085 \cdot W/C + 0.76$
 κ_{as} : 封かん条件での収縮の最終値に関する係数
 $\kappa_{as} = 1 + a_{as} \cdot (V/S - 25)$
 a_{as} : 係数

$$a_{as} = \begin{cases} -0.00014 \cdot W/C + 0.0051 & (35 \leq W/C \leq 45\%) \\ -0.0012 & (45 \leq W/C \leq 60\%) \end{cases}$$

(解 2.2.2) の最終ひずみは、主に単位水量とセメント水比で決定される。図 2.2.7 は、 $W=165\text{kg/m}^3$, $C/W=2.30$ の条件で求めたものであるが、部材寸法によらず収縮ひずみは一定の値に収束しており、これは CEB/FIP と同じ考え方である。なお、(解 2.2.2) は体積表面積比 V/S でなく有効部材厚 d を使用する。一辺が d の正方形断面で 4 面乾燥状態を考えると、 $V/S = d^2 / (4 \cdot d) = 1/4 \cdot d$ により、 $d = 4 \times V/S$ となる。図 2.2.7 は、平均的な部材厚として、 $V/S = 25\text{mm}$ の場合には $d = 4 \times 25 = 100\text{mm}$, $V/S = 250\text{mm}$ 相当の場合には $d = 4 \times 250 = 1,000\text{mm}$ を用いている。

一方、(解 3.3.13) の第一項 $\varepsilon'_{ds}(t, t_0)$ は乾燥収縮ひずみを示し、最終ひずみは水セメント比、相対湿度と体積表面積比で決定される。また、第二項 $\varepsilon'_{as}(t, t_s)$ は自己収縮ひずみを示し、最終ひずみは水セメント比と体積表面積比で決定される。図 2.2.8 は、 $W/C=43\%$ の条件で求めたものであるが、このように乾燥条件下でありながら自己収縮ひずみが乾燥収縮ひずみをはるかに上回る点が (解 3.3.13) の特徴となっている。

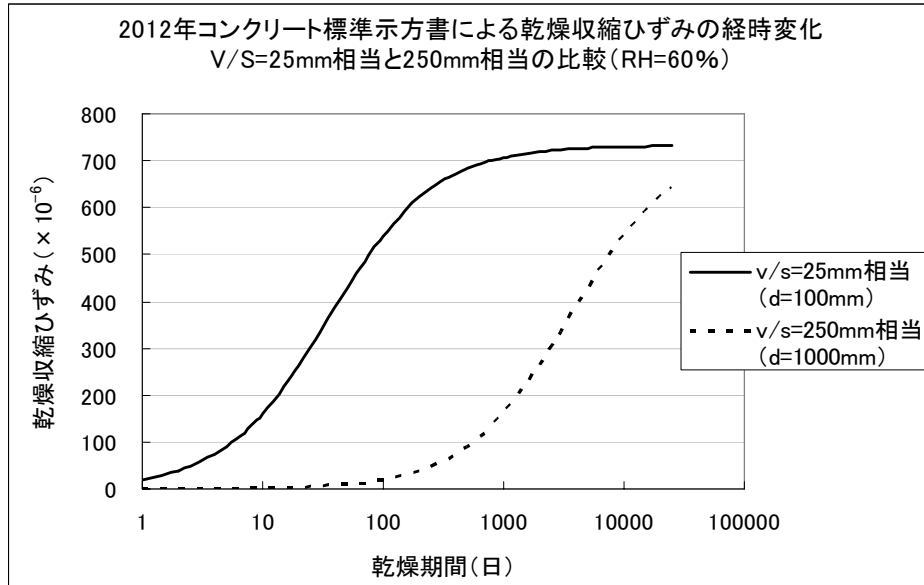


図 2.2.7 2012 年コンクリート標準示方書による乾燥収縮ひずみの経時変化

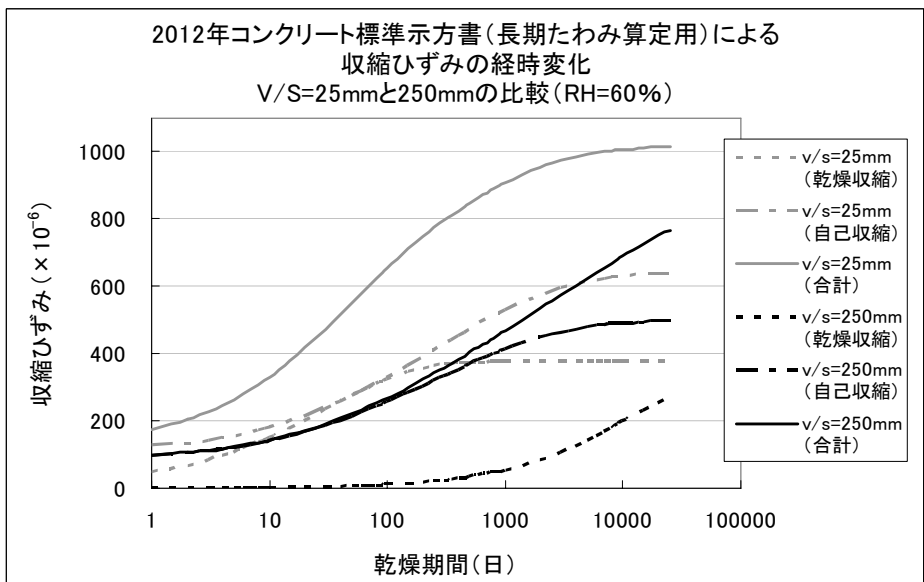


図 2.2.8 2012 年コンクリート標準示方書(長期たわみ算定用)による
収縮ひずみの経時変化

(6)基準ごとの比較

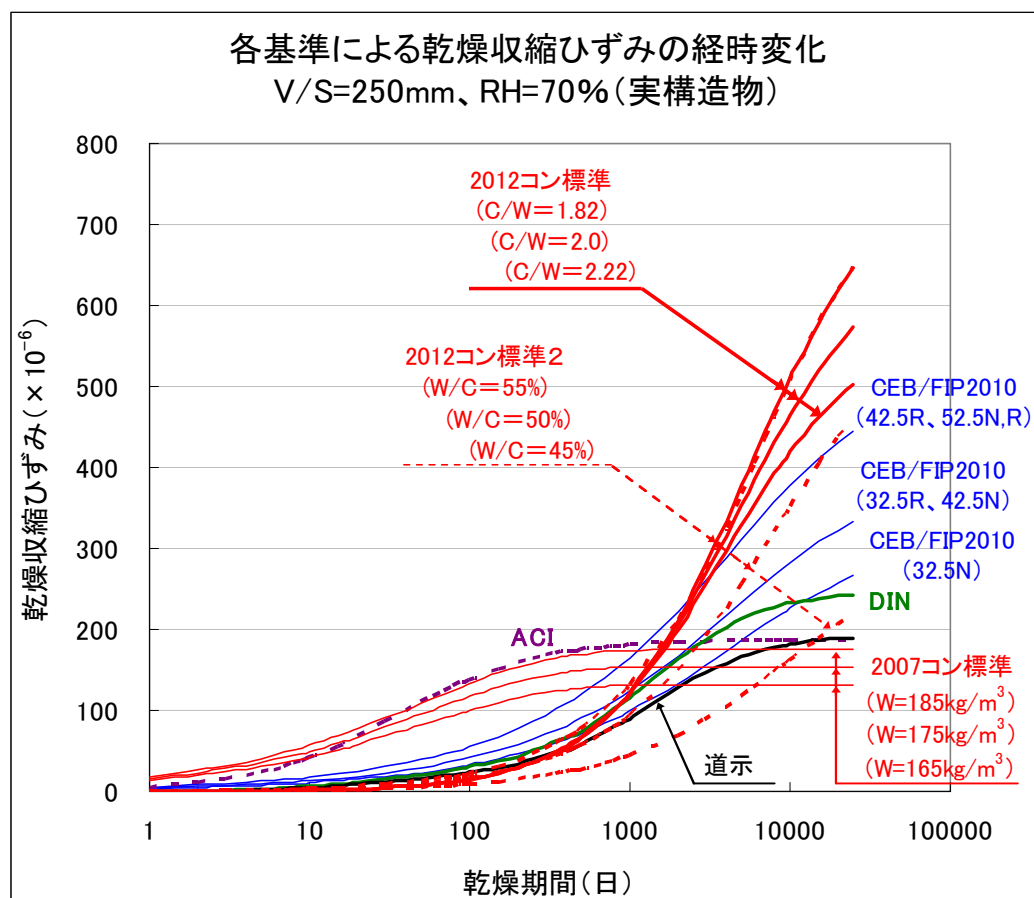


図 2.2.9 実構造物をイメージした乾燥収縮ひずみの比較

図 2.2.9 は、2.2.2 で示した PC 橋の標準的な体積表面積比 (250mm) に対する計算結果である。既述により、2012 年制定コンクリート標準示方書の (解 2.2.2) のみ、体積表面積比の代わりに有効部材厚 (1,000mm) を使用している。また、相対湿度はわが国の実環境に近い RH=70% を使用した。

各基準の計算条件は、PC 上部工を意識したものになっているが、感度分析により計算結果に幅を持つものについては、条件を明示し複数の結果を掲載した。

2012 年版コンクリート標準示方書の (解 2.2.2) は、乾燥収縮ひずみの最終値として大きな値を予測する (図中、2012 コン標準と表記)。同じく 2012 年版コンクリート標準示方書の (解 3.3.13) は自己収縮を除いた結果としたが、水セメント比により (解 2.2.2) と同等の大きな値から、道路橋示方書並みの小さな値まで変動する (図中、2012 コン標準 2 と表記)。また、CEB/FIP も条件によっては大きな収縮ひずみを示す。これに対し、2007 年版コンクリート標準示方書、道路橋示方書、ACI、DIN については、最終ひずみが 150~250 μ の範囲に収まっている。

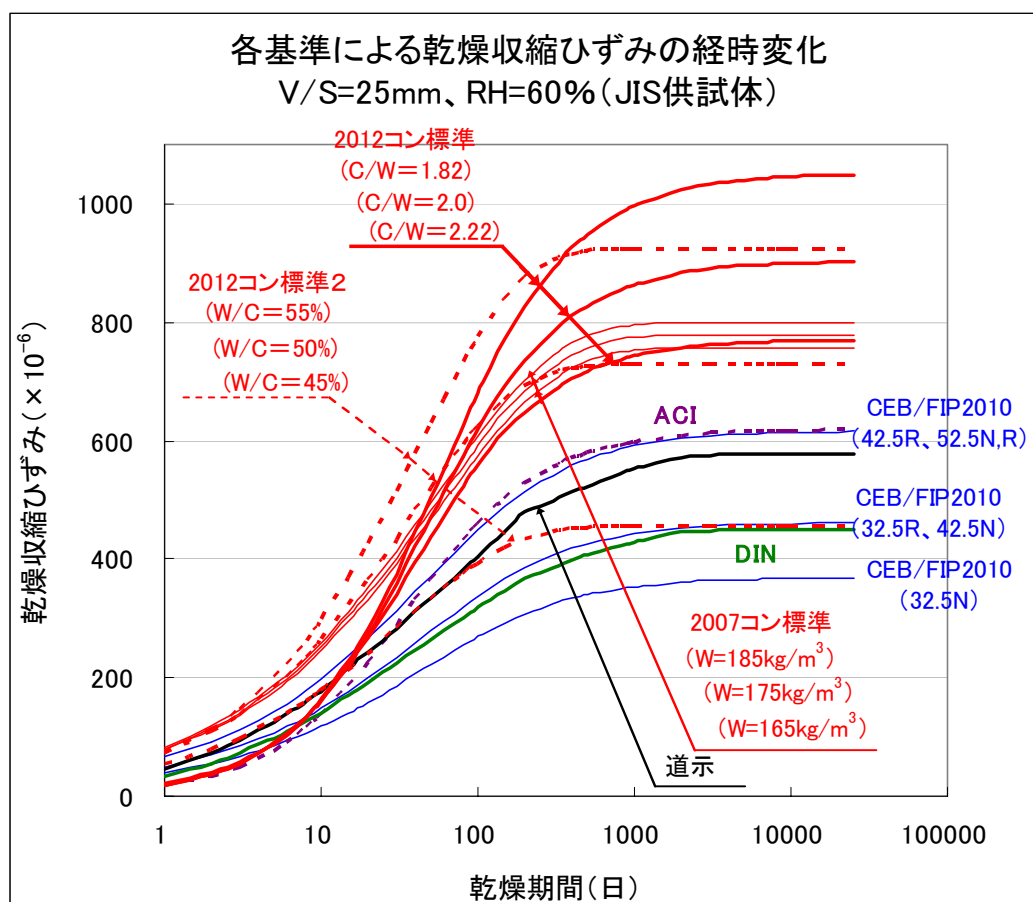


図 2.2.10 JIS 試験をイメージした乾燥収縮ひずみの比較

一方、図 2.2.10 は JIS 供試体 (100×100×400mm：体積表面積比 25mm) を対象として計算した結果である。2012 年制定コンクリート標準示方書の (解 2.2.2) については、体積表面積比 25mm に相当する値として有効部材厚 100mm を考慮している。なお、相対湿度は RH=60%としている。

図 2.2.9 と傾向は同じで、2012 年版コンクリート標準示方書 (解 2.2.2) と、条件によっては (解 3.3.13) も大きな収縮ひずみを示す。ACI と道路橋示方書は似かよった収縮ひずみの経時変化を示し、CEB/FIP も条件によっては合致するようである。また、DIN と CEB/FIP、2012 年版コンクリート標準示方書 (解 3.3.13) も、条件によってはほぼ同じ収縮ひずみを予測することが分かる。

以上より、各基準による乾燥収縮ひずみの予測式は、条件によっては全く異なる結果を導くことが分かる。また、JIS 試験で用いる供試体レベルの断面 (V/S=25mm) と実構造物レベルの断面 (V/S=250mm) を比較した場合、最終ひずみが同一であることを前提にしている基準もあれば、3 倍程度の開きを予想する基準もある。

各基準による予測式は、ある程度、標準的な収縮ひずみを示すコンクリートを対象に構築されたと考えられ、DIN や道路橋示方書のように配合に関する要素を考慮しない予測式も存在する。したがって、JIS 試験で大きな収縮ひずみを示すコンクリートを使用する場合には、乾燥収縮ひずみの設計値を直接、予測式により得ることはできず、例えば 2007 年版コンクリート標準示方書のように、設計値を 1.5 倍して使用する等の特別の配慮が必要になると考えられる。

2.3 PC 構造物に対する乾燥収縮の影響

2.3.1 乾燥収縮の設計的な取り扱い

道路橋示方書をはじめとする各基準類における乾燥収縮の取り扱いは、以下に分類される。

(1)設計伸縮量

上部工の主に橋軸方向の伸び縮みを示す設計伸縮量に考慮される。設計伸縮量は、伸縮装置を設置する場合の遊間量の設定や、桁端における妻型枠の設置位置、変形量を事前に調整するタイプのゴム支承の計算に使用される。

表 2.3.1 は、道路橋示方書による簡易算定式であり、PC 橋の伸縮量は $0.2 \ell \beta$ （単位 mm， ℓ は m で入力）となっている。 β は材齢による低減係数で、 $\beta = 0.6$ （材齢 1 ヶ月）～ 0.1 （材齢 24 ヶ月）である。これより、伸縮装置を設置した時点からの残存乾燥収縮ひずみは、

$$\varepsilon = 0.2 \times (0.6 \sim 0.1) \times 1000 = 120 \text{ (材齢 1 ヶ月で設置)} \sim 20 \text{ (材齢 24 ヶ月で設置)} (\mu)$$

ということになる（ただし、誤差として別途、20%を見込むとされており、これを考慮すると前述の 1.2 倍で最大 150μ 相当ということになる）。

PC 橋の場合、基本伸縮量が $0.4\ell + 0.6\ell\beta$ で、そのうち乾燥収縮が $0.2\ell\beta$ を占める。 $\beta = 0.6 \sim 0.1$ としてその比率を求めると、15.8%～4.3%となる。

表 2.3.1²⁸⁾ 設計伸縮量の簡易式

| | 橋種 | 鋼橋 | 鉄筋 コンクリート橋 | プレストレスト コンクリート橋 |
|-------------|------------------|---|--|--|
| 伸 縮 量 | ①温度変化 | 0.6ℓ (0.72ℓ) | 0.4ℓ (0.5ℓ) | 0.4ℓ (0.5ℓ) |
| | ②乾燥収縮 | - | $0.2\ell\beta$ | $0.2\ell\beta$ |
| | ③クリープ | - | - | $0.4\ell\beta$ |
| | 基本伸縮量 (①+②+③) | 0.6ℓ (0.72ℓ) | $0.4\ell + 0.2\ell\beta$ ($0.5\ell + 0.2\ell\beta$) | $0.4\ell + 0.6\ell\beta$ ($0.5\ell + 0.6\ell\beta$) |
| | 余裕量 | 基本伸縮量×20%，ただし最小10mm (施工誤差等が大きい場合は別途考慮) | | |

ℓ = 伸縮けた長(m)， β = 低減係数
表中の () 内は、寒冷な地域に適用

(2)不静定力

乾燥収縮は温度変化と同様、部材の自由伸縮（縮み）であるため、静定構造の場合には応力が生じない。しかし、不静定構造の場合には、不静定力による応力が生じるため、その算出において考慮される。

表 2.2.1，表 2.2.2 で示したように、考慮される伸縮ひずみは 150μ ， 200μ といった値である。通常、骨組みモデルにおいて注目する部材を伸縮させ、不静定力として生じる断面力を算出する。この断面力を断面性能で除して発生応力とする。解析手法で明らかとなっており、乾燥収縮ひずみは部材断面に一樣であると仮定している。

図 2.3.1 は弾性域における単純な棒部材の場合を示すが、支点の拘束度に応じ発生応力が順次、変化することが分かる（弾性拘束において $k=0$ が自由収縮， $k=\infty$ が完全拘束に相当する）。

なお、具体的な乾燥収縮による不静定力の影響については、2.3.2 で検討を行う。

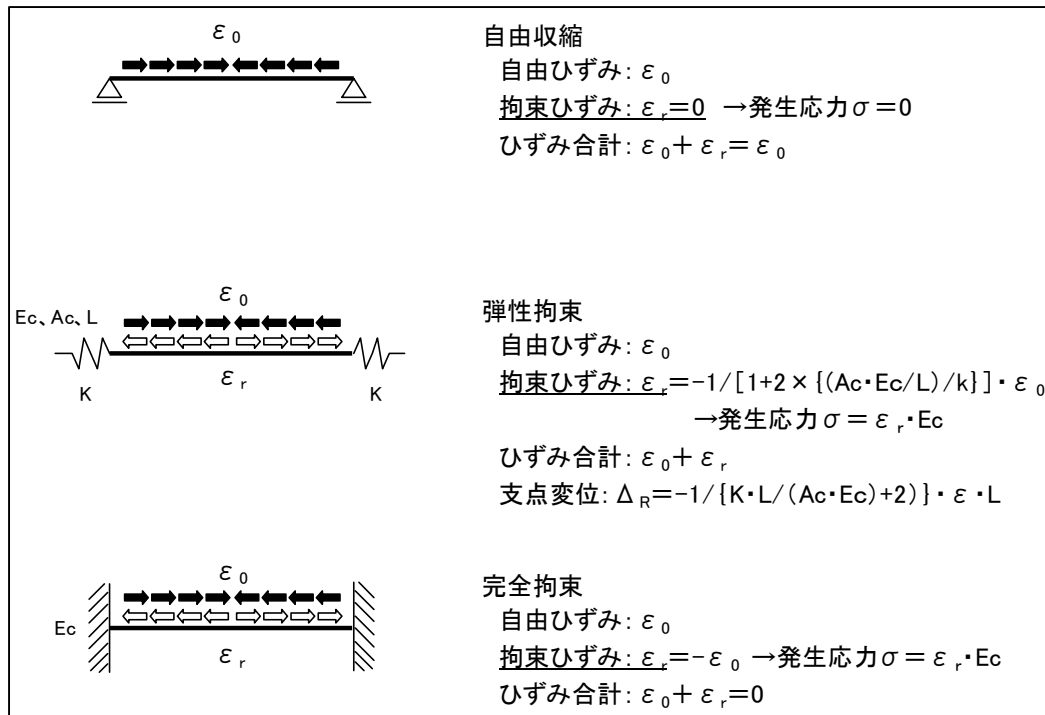


図 2.3.1 単純棒部材における乾燥収縮による拘束応力

(3)プレストレスの減少量

乾燥収縮により主桁が縮むと、それに伴い PC 鋼材の伸び量も減少し、既に導入されていたプレストレス量が減少する。

2007 年版のコンクリート標準示方書によると、PC 構造におけるコンクリートの収縮を考慮した PC 鋼材の引張応力度の減少量は、下式で表される²⁹⁾。

$$\Delta \sigma_{pcs} = \frac{E_p \cdot \varepsilon'_{cs}}{1 + n_p \cdot \frac{\sigma'_{cpt}}{\sigma_{pt}} \cdot \left(1 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (2007 \text{ 年標準示方書 解 } 15.4.7)$$

ここに、

$\Delta \sigma_{pcs}$: コンクリートの収縮による PC 鋼材の引張応力度の減少量

ϕ : コンクリートのクリープ係数

解説表 5.2.7 普通コンクリートのクリープ係数³⁰⁾において、

コンクリートの材齢=4~7 日、環境条件=屋外における $\phi = 2.7$ を採用する。

ε'_{cs} : コンクリートの収縮ひずみ

解説表 5.2.5 コンクリートの収縮ひずみ³¹⁾において、

収縮を考慮するときの乾燥開始材齢=28 日、環境条件=屋外における

$\varepsilon'_{cs} = 230 \mu$ を採用する。

σ_{pt} : 緊張作業直後の PC 鋼材の引張応力度

一般的な値として、 $\sigma_{pt} = 1,300 \text{ N/mm}^2$ ($\approx 0.70 \sigma_{pu}$, σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度)

を考える。

σ'_{cpt} : 緊張作業直後のプレストレス力による PC 鋼材位置のコンクリートの圧縮応力度

$\sigma'_{cpt} = 16 \text{ N/mm}^2$ を考慮する (緊張直後のコンクリートの許容圧縮応力度を想定)

E_p : PC 鋼材のヤング係数 $E_p=2.0 \times 10^5$ (N/mm²)

n_p : PC 鋼材のコンクリートに対するヤング係数比 $n_p=E_p/E_c$

$E_c=2.98 \times 10^4$ (N/mm²) (設計基準強度 36N/mm²) の場合, $n_p=6.71$

以上より,

$$\Delta \sigma_{pcs} = \frac{2.0 \times 10^5 \times 230 \times 10^{-6}}{1 + 6.71 \times \frac{16}{1,300} \times \left(1 + \frac{2.7}{2}\right)}$$
$$= 38.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore \Delta \sigma_{pcs} / \sigma_{pt} = 38.5 / 1,300 = 0.030$$

上記試算のように, 標準的な PC 桁において乾燥収縮 (クリープの影響を含む) のみによるプレストレスの減少量は, 導入プレストレス量の 3% 程度となっている.

(4) 曲げひび割れ幅

PRC 構造の場合, 曲げひび割れ幅の算定に乾燥収縮ひずみが考慮される. 以下では 2007 年版コンクリート標準示方書³²⁾に従い, 曲げひび割れ幅に占める乾燥収縮の影響について試算する.

$$w = 1.1 k_1 k_2 k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} [\sigma_{se}/E_s \text{ (または } \sigma_{pe}/E_p) + \varepsilon'_{csd}] \quad (\text{2007 年標準示方書 7.4.4})$$

w : 曲げひび割れ幅(mm)

k_1 : 鋼材の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数 $k_1=1.0$ (異形鉄筋)

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

$$k_2 = 15 / (f_c + 20) + 0.7$$

f_c : コンクリートの圧縮強度. 一般に設計基準強度でよい.

k_3 : 引張鋼材の段数の影響を表す係数

$$k_3 = 5 (n + 2) / (7n + 8)$$

n : 引張鋼材の段数

c : かぶり(mm)

c_s : 鋼材の中心間隔(mm)

ϕ : 鋼材径(mm)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための
数値

σ_{se} : 鋼材位置のコンクリートの応力度が 0 の状態からの鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)

σ_{pe} : 鋼材位置のコンクリートの応力度が 0 の状態からの PC 鋼材応力度の増加量 (N/mm²)

$f_c=36\text{N/mm}^2$, $n=1$, $c=35\text{mm}$, $c_s=125\text{mm}$, $\phi=16\text{mm}$, $\sigma_{se} (\sigma_{pe}) = 0.0\text{N/mm}^2$ とすると,

- ・ 耐久性に関する照査 (鋼材腐食に対する照査³³⁾) : $\varepsilon'_{csd}=150 \mu \rightarrow w=0.035\text{mm}$
- ・ 使用性に関する照査 (外観に対する照査³⁴⁾) : $\varepsilon'_{csd}=300 \sim 450 \mu \rightarrow w=0.069 \sim 0.104\text{mm}$ となる.

一方、曲げひび割れ幅の制限値は、

- ・ 耐久性に関する照査：最小 0.0035c（特に厳しい腐食性環境³⁵⁾）で制御される場合がある。

→ $w_a=0.12\text{mm}$

- ・ 使用性に関する照査：外観上、問題のない値として³⁶⁾、

→ $w_a=0.3\text{mm}$ 程度

であるから、乾燥収縮ひずみが耐久性や使用性に関する照査の制限値に対する比率は、

- ・ 耐久性に関する照査： $w/w_a=0.035/0.12=29\%$
- ・ 使用性に関する照査： $w/w_a=0.104/0.30=35\%$

となり、何れの場合も 3 割前後を占める。

2.3.2 乾燥収縮が PC 上部工の安全性に与える影響

(1) 門形ラーメン解析

乾燥収縮が PC 上部工の使用状態の安全性に与える影響を調べるため、橋梁上下部工を模した門形ラーメンで簡易的な検討を行った。

① 単径間モデル

図 2.3.2 に示すラーメン構造は、鉛直部材が下部工、水平部材が上部工を示す。

ここで、

L ：支間長

h ：橋脚高（厳密には、橋脚下端から上部工
図心までの距離）

E_A, I_A ：橋脚の断面性能

E_B, I_B, A_B ：上部工の断面性能

ε ：乾燥収縮ひずみ（上部工のみに考慮）

この時、上部工に生じる断面力は以下で表される。

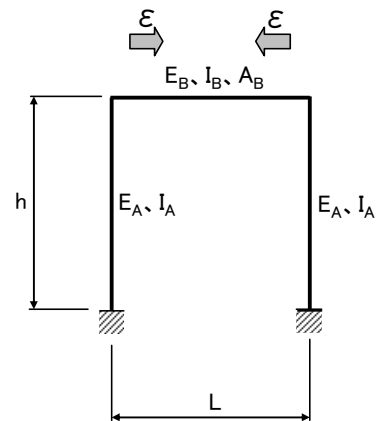


図 2.3.2 単径間ラーメンモデル

- ・ 曲げモーメント（正曲げ）

$$\left(\frac{1}{h^2} \cdot \left\{ \frac{h^3}{3 \cdot E_A \cdot I_A} + \frac{L}{2 \cdot E_B \cdot A_B} \right\} \cdot \left\{ 2 \cdot h + \frac{E_A \cdot I_A}{E_B \cdot I_B} \cdot L \right\} - \frac{h^2}{2 \cdot E_A \cdot I_A} \right) \cdot M = \frac{\varepsilon}{2} \cdot L \quad \dots(1)$$

- ・ 軸力（引張力）

$$N = \frac{1}{h^2} \cdot \left(2 \cdot h + \frac{E_A \cdot I_A}{E_B \cdot I_B} \cdot L \right) \cdot M \quad \dots(2)$$

PC 箱桁を対象にした場合、支間長は $L=30\text{m} \sim 60\text{m}$ となる³⁷⁾が、図 2.3.3 に示すとおり、平均的な支間長である $L=45\text{m}$ の場合の計算結果と、 $L=30 \sim 60\text{m}$ の計算結果とは概ね一致することから、ここでは代表的な支間長として $L=45\text{m}$ を採用することにする。

上部工の断面性能は、「PC 道路橋計画マニュアル」³⁸⁾を参考に、 $L=45\text{m}$ におけるPC箱桁橋の標準的な値として以下を採用した。

$$I_B = 5.774 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$A_B = 7.017 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$E_B = 2.98 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

また、下部工のヤング係数は、

$$E_A = 2.5 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

とした。

式(1)、(2)より、 $\varepsilon = 150\mu$ の場合の断面力を算出し、上部工の縁応力度を求める。上下部工の剛性比率および支間長と橋脚高の比率で整理した結果を図2.3.4に示す。

これより、以下の事実が確認される。
・ L/h が大きくなるほど、発生応力は大きくなる→支間長が大きくなるほど、橋脚高が低くなるほど、上部工の乾燥収縮に対する安全性が低下する。

・ $(E_B \cdot I_B) / (E_A \cdot I_A)$ が小さくなるほど、発生応力は大きくなる→上部工の剛性が低くなるほど、下部工の剛性が高くなるほど、上部工の乾燥収縮に対する安全性が低下する。

すなわち、乾燥収縮により上部工に生じる応力は、図2.3.1で示したとおり拘束ひずみに比例することから、上部工に対する下部工の相対的な変形のしにくさに支配される。つまり、極端に

下部工が低い、あるいは非常にスレンダーな上部工形式を採用するような場合には、乾燥収縮は上部工の安全性に大きな影響を与える可能性が高いことになる。

一方、上部工に生じる応力はクリープにより緩和される。ここでは、材齢係数を用いた近似法により、最終的な応力を求める。

コンクリートのヤング係数を E_c 、材齢係数を ρ 、クリープ係数を ϕ とすると、クリープにより緩和された応力は、弾性ひずみに $\{E_c / (1 + \rho \cdot \phi)\}$ を乗じることで求まる³⁹⁾。すなわち、打設から1ヶ月程度のヤング係数が大きく変化する期間を除けば、有効ヤング係数として、

$$E_e = E_c / (1 + \rho \cdot \phi)$$

を使用すればよいことになる。ここで文献⁴⁰⁾によれば、 $\rho = 0.8$ が一般的であるとされるが、こ

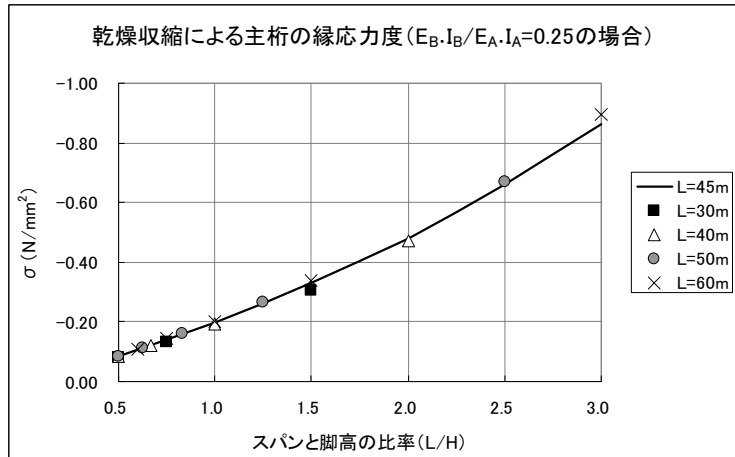


図 2.3.3 各スパンによる主桁縁応力度の比較

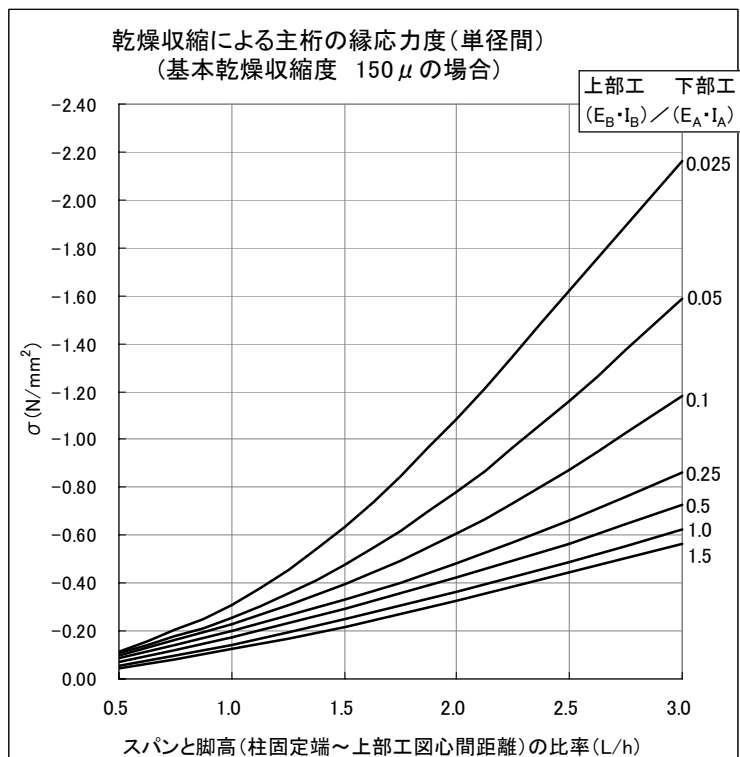


図 2.3.4 単径間における縁応力度(弾性解)

ここでは簡便のため $\rho \cdot \phi = 1.0$ と考え、

$$E_e = 0.5 E_c$$

として再計算を実施する。

結果を、図 2.3.5 に示す。ハッチが現実的な領域であり（上下部工の剛比が $0.1 \sim 0.5$ ），この場合の発生応力は $-0.4 \sim -0.8 \text{ N/mm}^2$ 程度である。クリープの考慮により，発生応力は弾性解の $55 \sim 70\%$ 程度に低減されることが分かった（図 2.3.6 参照）。

②多径間モデル

同様に，2 径間，3 径間の門形ラーメン構造を対象に検討を行った。

検討支間長や断面性能等の入力値は単径間の場合と同じである。

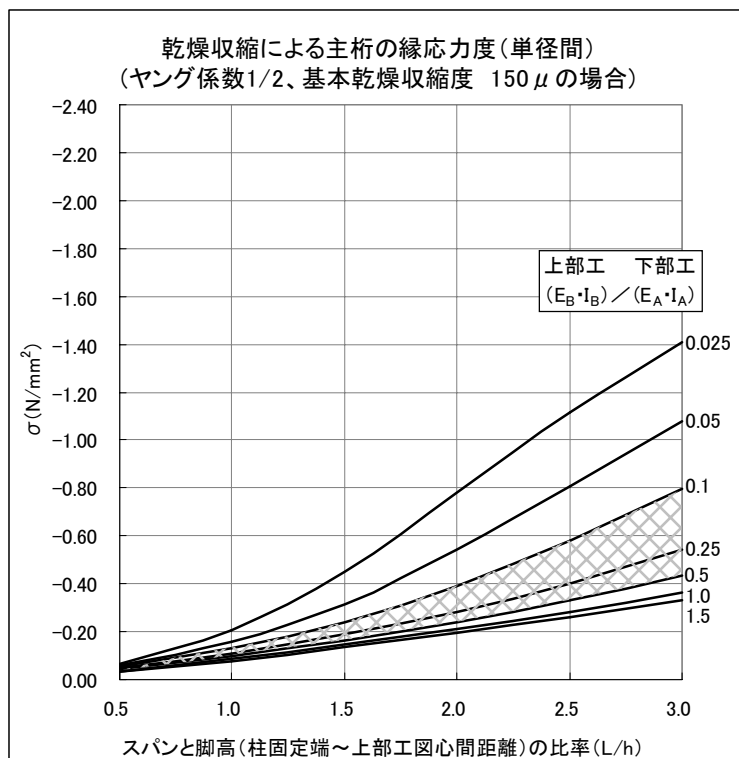


図 2.3.5 単径間における縁応力度（クリープ考慮）

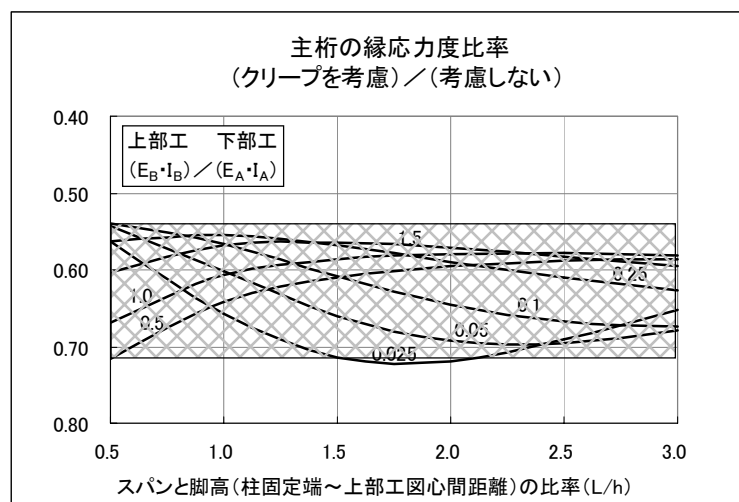


図 2.3.6 単径間における応力度比率（クリープ考慮の有無）

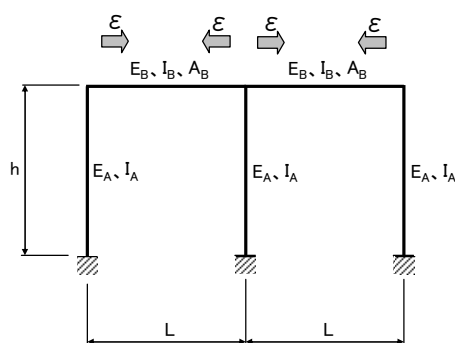


図 2.3.7 2 径間ラーメンモデル

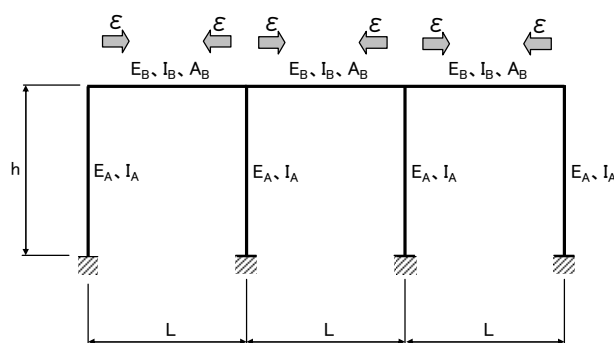


図 2.3.8 3 径間ラーメンモデル

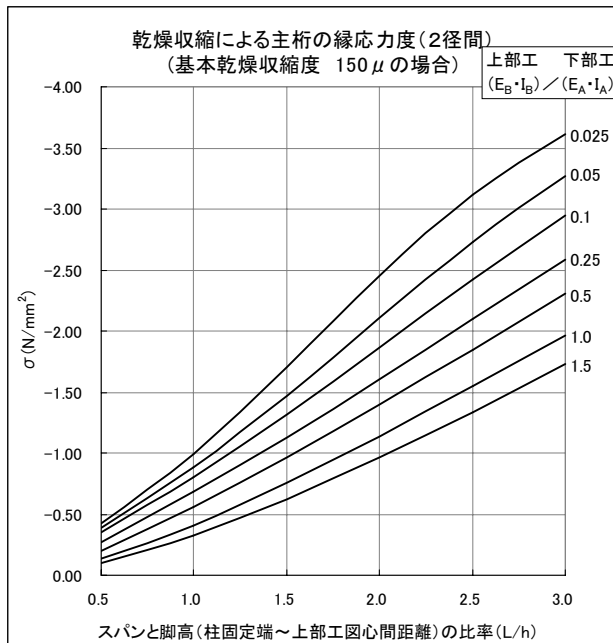


図 2.3.9 2 径間における縁応力度
(弾性解)

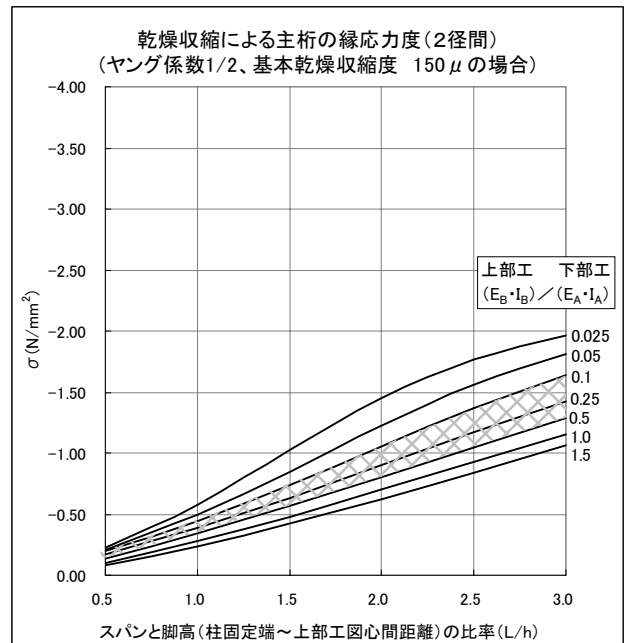


図 2.3.10 2 径間における縁応力度
(クリープ考慮)

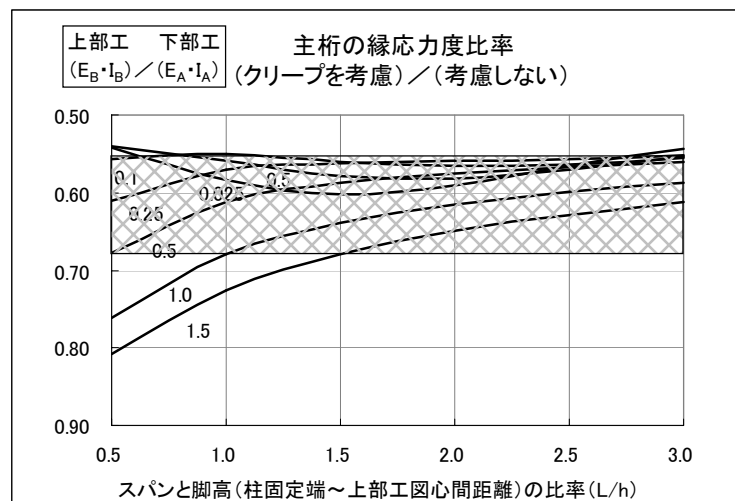


図 2.3.11 2 径間における応力度比率(クリープ考慮の有無)

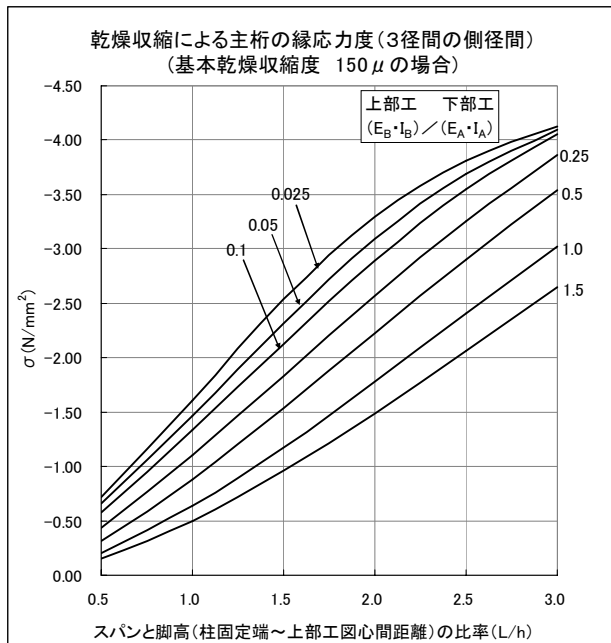


図 2.3.12 3 径間における縁応力度
(弾性解:側径間)

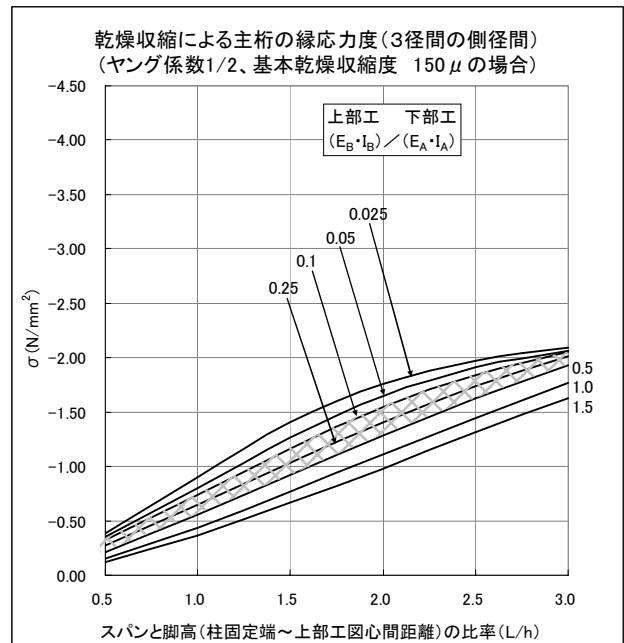


図 2.3.13 3 径間における縁応力度
(クリープ考慮:側径間)

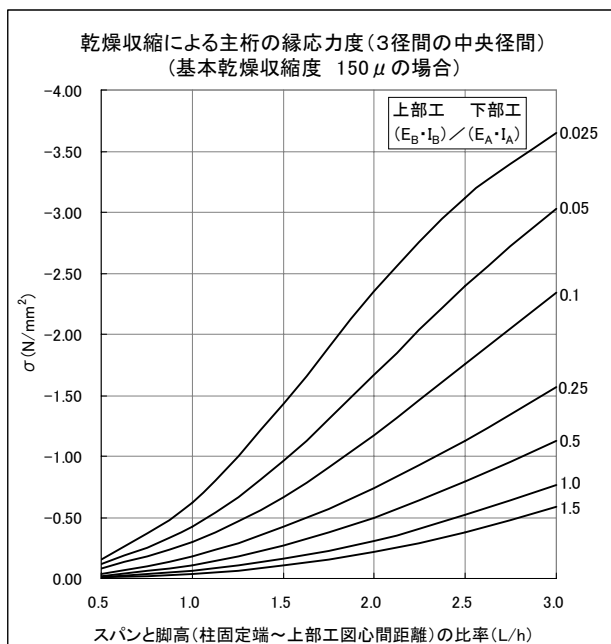


図 2.3.14 3 径間における縁応力度
(弾性解:中央径間)

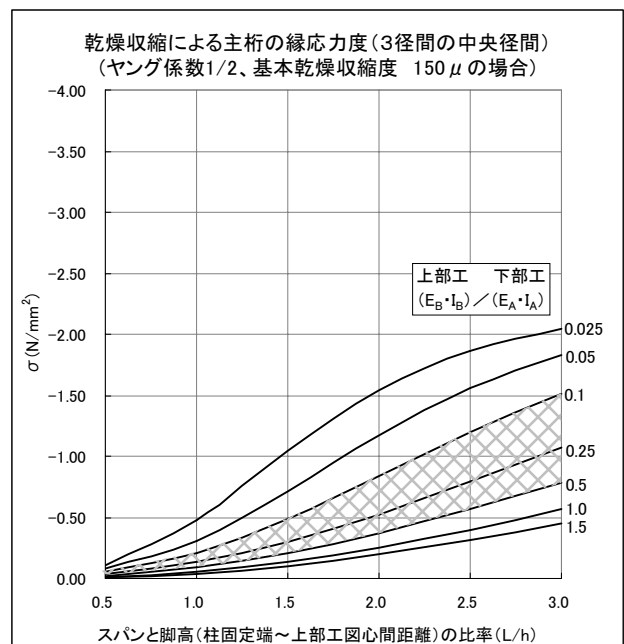


図 2.3.15 3 径間における縁応力度
(クリープ考慮:中央径間)

多径間の場合を整理すると，上部工の発生応力は -0.75N/mm^2 から -2.0N/mm^2 の範囲にあり，単径間に比べると大きくなっている．クリープによる応力緩和は，2 径間の場合と，3 径間の側径間においては 50%～70%であるが，3 径間の中央径間では 65%～100%となっている．これは，3 径間の中央径間は他のケースと異なり，曲げモーメントより軸力の影響が支配的となるが，クリープによる断面力低下の効果は曲げモーメントより軸力の方が小さくなるからである．

③せん断力について

棒モデルで解析を行う場合，乾燥収縮は部材を軸方向に縮ませるだけなので，静定構造では支点到鉛直反力が生じず，したがってせん断力は発生しない．不静定構造の場合には，変位の適合条件から支点到鉛直反力が生じ，せん断力が生じる場合があるが，活荷重等の外力が作用する場合に比べ大きな断面力とはならない．

図 2.3.18，図 2.3.19 は，先のラーメン解析における 2 径間と 3 径間の場合において，主桁に生じる平均せん断応力度を求めたものである．ここで，断面の有効高さは，「PC 道路橋計画マニュアル」を参考に，PC 箱桁橋の中間支点部におけるウェブ厚の目安値 600mm ⁴¹⁾ から，スターラップまでのかぶりを減じて 550mm と仮定した．

図中には，道路橋示方書における設計荷重時にコンクリートが負担できる平均せん断応力度⁴²⁾（設計基準強度 36N/mm^2 の場合， 0.51N/mm^2 ）を示しているが，発生応力はこれを相当下回っており，乾燥収縮のみでせん断ひび割れが生じる危険性はほとんどないことを示している．なお，コンクリートのせん断強度は，コンクリート標準示方書⁴³⁾に基づき算出しても大差はなく，

$$f_{\text{vcd}}=0.20\sqrt{f'_{\text{cd}}}/\gamma_b=0.20\times\sqrt{36.0}/1.3=0.51\text{N/mm}^2\text{である．}$$

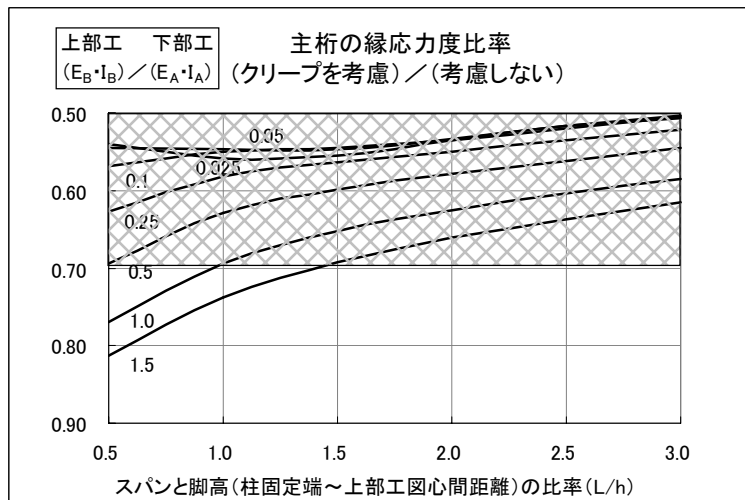


図 2.3.16 3 径間の側径間における応力度比率
(クリープ考慮の有無)

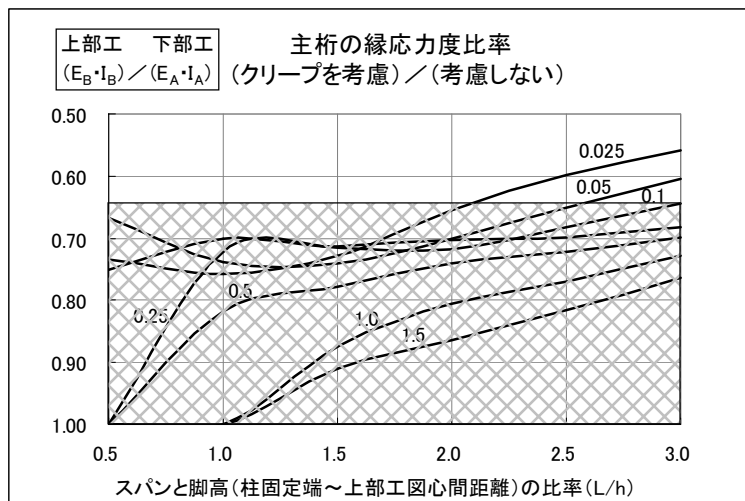


図 2.3.17 3 径間の中央径間における応力度比率
(クリープ考慮の有無)

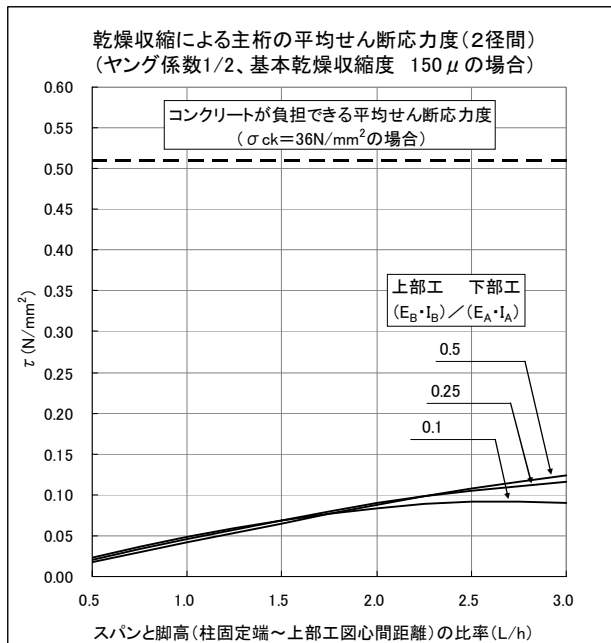


図 2.3.18 2 径間における平均せん断応力度
(クリープ考慮)

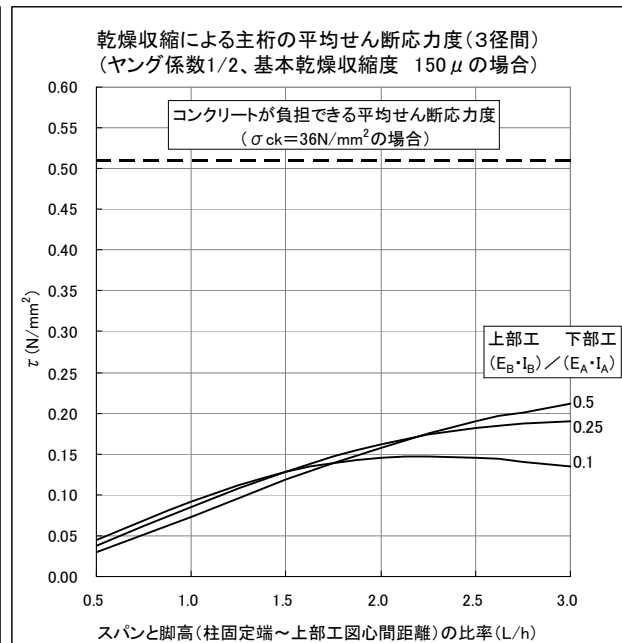


図 2.3.19 3 径間における平均せん断応力度
(クリープ考慮, 側径間)

④まとめ

上下部工をイメージした門形ラーメンモデルで、乾燥収縮が上部工に与える影響を、発生する縁応力度で評価した。また、クリープの影響についても、材齢係数を用いた簡易的な手法で考慮した。

標準的な PC 箱桁橋を対象に乾燥収縮ひずみとして 150μ を考慮した場合、上部工に発生する引張応力度は単径間で $-0.4\sim-0.8\text{N/mm}^2$ 、多径間で $-0.75\text{N/mm}^2\sim-2.0\text{N/mm}^2$ となった。

(2)試設計による検証

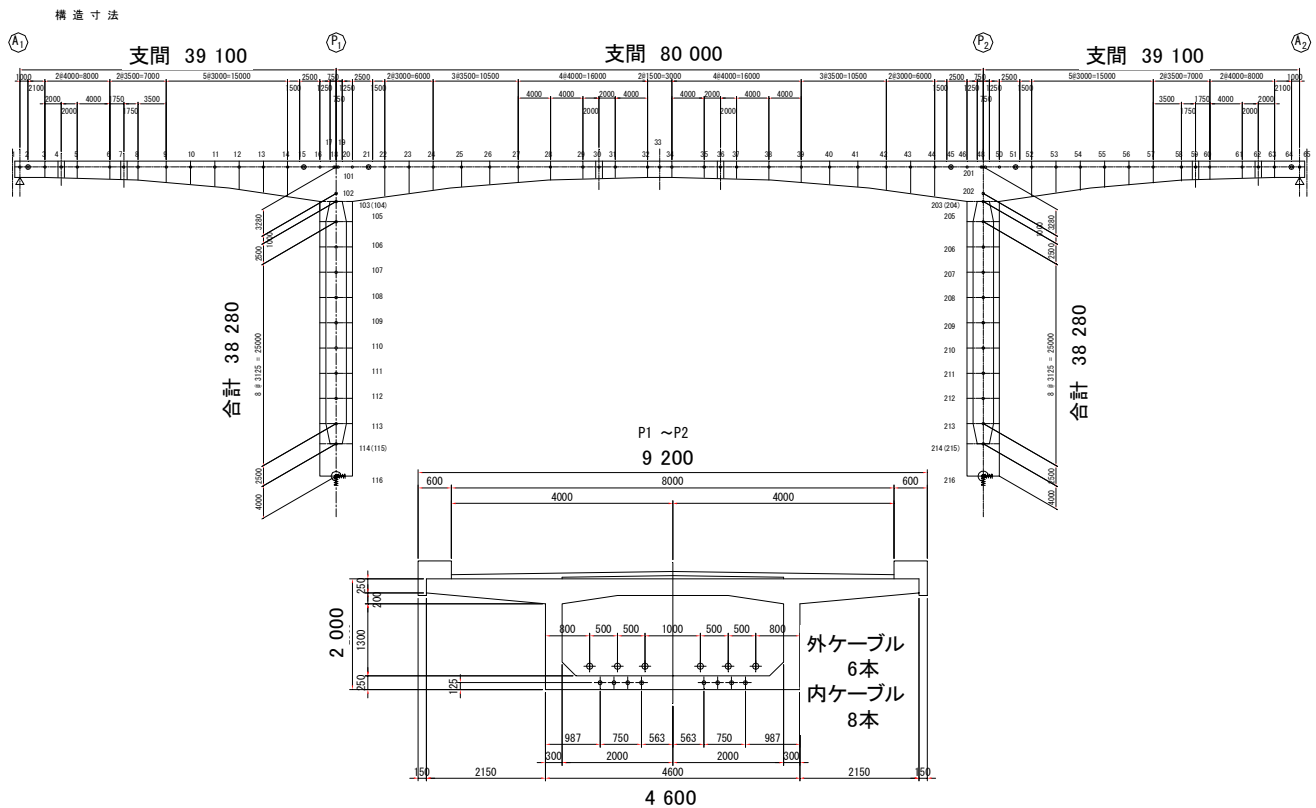


図 2.3.20 検討ケース(単位:mm)

図 2.3.20 に示す PC3 径間連続ラーメン箱桁橋で試設計を行った（施工は片持ち張出架設）。乾燥収縮は、上部工部分にのみ 150μ 、 300μ 、 450μ の 3 ケースを考慮している。

設計断面（中央径間の中央）における合成曲げ応力度の一覧表を表 2.3.2 に示す。これによると、乾燥収縮ひずみが 150μ の場合、乾燥収縮による応力度は主桁の下縁で -0.39N/mm^2 となっている。今回のモデルは 3 径間であるが、両端部が可動支承のため先の門形ラーメンモデルにおける単径間に近い。今回、上下部工の剛比がおおよそ 0.135 で、上部工のスパンと脚高の比 (L/h) がおおよそ 2 のため、図 2.3.5 より上部工に生じる応力を求めると、約 -0.35N/mm^2 となり発生応力が概略一致する（図 2.3.21）。乾燥収縮を 2 倍（ 300μ ）、3 倍（ 450μ ）にしたケースも表 2.3.2 に記載しているが、2 倍で主桁下縁の合成曲げ応力度が許容値を超過している。このため、主桁断面の変更か PC 鋼材の追加が必要となる。

次に、PC 橋ではあるが曲げひび割れ幅制御が可能かどうか検討した。曲げひび割れ幅の算定式（2.3.1(4)参照）における ϵ'_{csd} に 150μ を見込むと、制限値である $0.005C$ （標準的な環境：主桁下面）に収めるためには、鉄筋に生じる引張応力度を 120N/mm^2 程度に制御する必要がある。また、 ϵ'_{csd} に 300μ 、 450μ を見込むと、鉄筋応力度はそれぞれ 95N/mm^2 、 65N/mm^2 程度に制御する必要がある。

図 2.3.22 は、今回の解析で得られた断面力を用いて曲げひび割れ幅を算出した結果を示すが、制限値（ 0.175mm ）に収めるためには鉄筋径を、乾燥収縮ひずみの増加に応じ順次、D19 から D22、D29（何れも配置間隔は 125mm ）へと上げていく必要があることが分かる。通常、床版に無理なく配置できる鉄筋は D22 までであり、乾燥収縮が 450μ に達すると現実的な対応が困難に

なると考えられる。

なお、以上の検討は鉄筋拘束力に対する検討を行っておらず、実際の曲げひび割れ幅はもう少し大きくなると考えられる。

表 2.3.2 合成曲げ応力度算出結果

| | | 支間中央断面 (NO.33) | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-----------------|--------------------------------|------|-------------------|-------------------|--------------------------------|------|-------------------|-------------------|--------------------------------|-------|-------------------|-------------------|
| | | 乾燥収縮1倍 ($\epsilon_s=150\mu$) | | | | 乾燥収縮2倍 ($\epsilon_s=300\mu$) | | | | 乾燥収縮3倍 ($\epsilon_s=450\mu$) | | | |
| | | 断面力 | | 縁応力度 | | 断面力 | | 縁応力度 | | 断面力 | | 縁応力度 | |
| | | M | N | 上縁 | 下縁 | M | N | 上縁 | 下縁 | M | N | 上縁 | 下縁 |
| | | kN・m | kN | N/mm ² | N/mm ² | kN・m | kN | N/mm ² | N/mm ² | kN・m | kN | N/mm ² | N/mm ² |
| 単 ゲ ー ス | ①自重 | -591 | -50 | -0.16 | 0.25 | -591 | -50 | -0.16 | 0.25 | -591 | -50 | -0.16 | 0.25 |
| | ②有効プレストレス | | | -1.73 | 15.85 | | | -1.73 | 15.85 | | | -1.73 | 15.85 |
| | ③プレストレス2次力 | 17808 | -752 | 4.45 | -8.00 | 17808 | -752 | 4.45 | -8.00 | 17808 | -752 | 4.45 | -8.00 |
| | ④橋面荷重 | 4509 | 329 | 1.22 | -1.93 | 4509 | 329 | 1.22 | -1.93 | 4509 | 329 | 1.22 | -1.93 |
| | ⑤クリープ | 6769 | 662 | 2 | -3 | 6769 | 662 | 2 | -3 | 6769 | 662 | 2 | -3 |
| | ⑥乾燥収縮 | 701 | -414 | 0.10 | -0.39 | 1402 | -829 | 0.21 | -0.77 | 2103 | -1243 | 0.31 | -1.16 |
| | ⑦活荷重max | 8085 | 742 | 2.22 | -3.43 | 8085 | 742 | 2.22 | -3.43 | 8085 | 742 | 2.22 | -3.43 |
| | ⑧活荷重min | -589 | -354 | -0.22 | 0.19 | -589 | -354 | -0.22 | 0.19 | -589 | -354 | -0.22 | 0.19 |
| | ⑨温度差 | 3306 | 185 | 1.05 | -1.14 | 3306 | 185 | 1.05 | -1.14 | 3306 | 185 | 1.05 | -1.14 |
| | ⑩温度変化max | 570 | -214 | 0.11 | -0.29 | 570 | -214 | 0.11 | -0.29 | 570 | -214 | 0.11 | -0.29 |
| | ⑪温度変化min | -570 | 214 | -0.11 | 0.29 | -570 | 214 | -0.11 | 0.29 | -570 | 214 | -0.11 | 0.29 |
| 検 討 ケ ー ス | ⑫死荷重時 (Σ①～⑥) | 29196 | -225 | 5.75 | 2.92 | 29897 | -640 | 5.86 | 2.54 | 30598 | -1054 | 5.96 | 2.15 |
| | 許容応力度 | 14.00 ≤ oc ≤ 0.00 | | | | 14.00 ≤ oc ≤ 0.00 | | | | 14.00 ≤ oc ≤ 0.00 | | | |
| | ⑬活荷重max時 (⑫+⑦) | 37281 | 517 | 7.97 | -0.51 | 37982 | 102 | 8.08 | -0.89 | 38683 | -312 | 8.18 | -1.28 |
| | 許容応力度 | 14.00 ≤ oc ≤ -1.50 | | | | 14.00 ≤ oc ≤ -1.50 | | | | 14.00 ≤ oc ≤ -1.50 | | | |
| | ⑭活荷重min時 (⑫+⑧) | 28607 | -579 | 5.53 | 3.11 | 29308 | -994 | 5.64 | 2.73 | 30009 | -1408 | 5.74 | 2.34 |
| | 許容応力度 | 14.00 ≤ oc ≤ -1.50 | | | | 14.00 ≤ oc ≤ -1.50 | | | | 14.00 ≤ oc ≤ -1.50 | | | |
| | 温度差max時 (⑬+⑨) | 40587 | 702 | 9.02 | -1.65 | 41288 | 287 | 9.13 | -2.03 | 41989 | -127 | 9.23 | -2.42 |
| | 許容応力度 | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | |
| | 温度差max時 (⑭+⑨) | 31913 | -394 | 6.58 | 1.97 | 32614 | -809 | 6.69 | 1.59 | 33315 | -1223 | 6.79 | 1.20 |
| | 許容応力度 | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | |
| | 温度変化max時 (⑬+⑩) | 37851 | 303 | 8.08 | -0.80 | 38552 | -112 | 8.19 | -1.18 | 39253 | -526 | 8.29 | -1.57 |
| | 許容応力度 | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | |
| | 温度変化min時 (⑭+⑩) | 28037 | -365 | 5.42 | 3.40 | 28738 | -780 | 5.53 | 3.02 | 29439 | -1194 | 5.63 | 2.63 |
| | 許容応力度 | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | |
| | 温度計max時 (⑬+⑨+⑩) | 41157 | 488 | 9.13 | -1.94 | 41858 | 73 | 9.24 | -2.32 | 42559 | -341 | 9.34 | -2.71 |
| | 許容応力度 | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | |
| | 温度計min時 (⑭+⑨+⑩) | 31343 | -180 | 6.47 | 2.26 | 32044 | -595 | 6.58 | 1.88 | 32745 | -1009 | 6.68 | 1.49 |
| | 許容応力度 | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | | 16.10 ≤ oc ≤ -2.00 | | | |

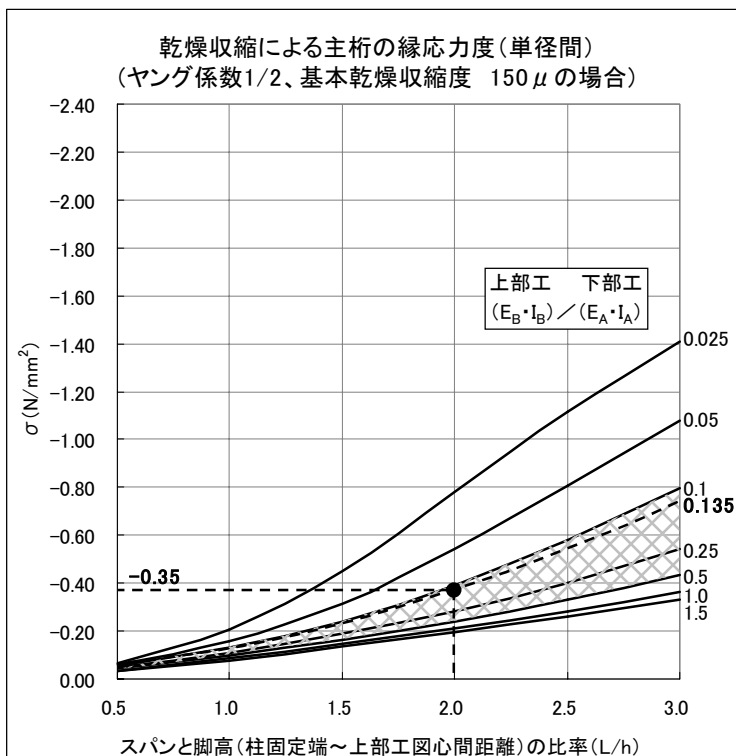


図 2.3.21 単径間ラーメンモデルの場合

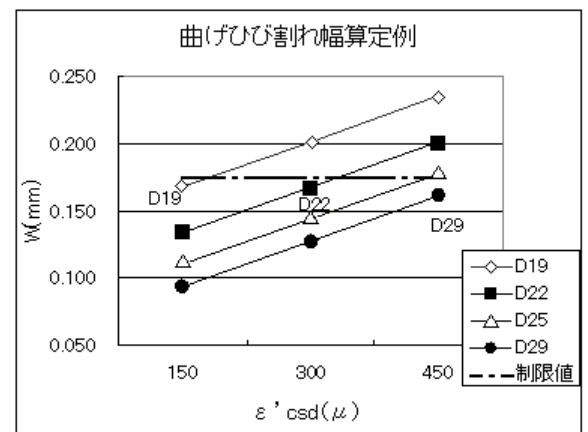


図 2.3.22 曲げひび割れ幅と鉄筋径の関係

(3)既往設計成果での検証

表 2.3.3 は、近畿圏を中心に近年、施工された 21 橋の PC 橋について調査を行い、設計計算書より乾燥収縮による主方向の縁応力度を抽出したものである（データ提供：プレストレスト・コンクリート建設業協会）。

多径間のラーメン橋については、最大で -1.5N/mm^2 程度の引張応力が生じるなど、総じて乾燥収縮による発生応力度は高い。これは、(1)の門形ラーメンによる簡易検討でも同様の結果であった。一方、主桁の伸縮に対する拘束度が比較的低い T ラーメン橋や連続橋では、あまり高い応力が生じていないことが確認される。

表 2.3.3 既往設計成果における乾燥収縮度と主桁応力度

| 橋種 | 構造形式 | 橋長 (m) | 支間割り (m) | 乾燥 収縮度 (μ) | 発生 応力度 (N/mm^2) |
|--------------|-------------------------------|-----------|--------------------------|------------------------|----------------------------------|
| 単径間 ラーメン橋 | 門形ラーメン箱桁橋 | 45.4 | 38.4 | 200 | -0.48 |
| T ラーメン 橋 | 2 径間連続ラーメン箱桁橋 | 103.0 | 50.7+50.7 | 195 | -0.29 |
| | 2 径間連続ラーメン箱桁橋 | 183.0 | 90.4+90.4 | 190 | -0.01 |
| | 2 径間連続ラーメン箱桁橋 | 129.0 | 69.5+57.5 | 195 | -0.03 |
| | 2 径間連続ラーメン箱桁橋 | 180.0 | 88.9+88.9 | 195 | 0.00 |
| 多径間 ラーメン橋 | 3 径間連続ラーメン箱桁橋 | 217.0 | 57.4+100.0+57.4 | 190 | -0.39 |
| | 3 径間連続ラーメン箱桁橋 | 249.8 | 79.7+118.7+49.4 | 195 | -0.08 |
| | 3 径間連続ラーメン箱桁橋 | 152.5 | 39.4+72.0+39.4 | 200 | -0.02 |
| | 3 径間連続ラーメン箱桁橋 | 197.0 | 51.5+94.0+51.5 | 200 | -0.48 |
| | 3 径間連続ラーメン箱桁橋 | 166.0 | 48.4+77.0+29.4 | 195 | -1.01 |
| | 4 径間連続ラーメン箱桁橋 | 391.0 | 63.7+112.0+119.0+93.7 | 195 | -0.60 |
| | 4 径間連続ラーメン箱桁橋 | 271.0 | 60.4+68.5+70.5+69.6 | 190 | -1.50 |
| | 4 径間連続ラーメン箱桁橋 | 163.1 | 59.9+36.7+32.0+32.9 | 195 | -0.38 |
| | 6 径間連続ラーメン中空床版橋 | 167.8 | 27.3+4@28.0+27.3 | 190 | -0.95 |
| | 8 径間連続ラーメン中空床版橋 | 195.5 | 22.3+5@24.5+25.0+24.3 | 190 | -1.50 |
| 連続橋 | 3 径間連続中空床版橋 | 83.0 | 27.0+28.0+27.0 | 200 | -0.02 |
| | 5 径間連続中空床版橋 | 130.0 | 24.8+25.5+28.0+25.5+24.8 | 190 | -0.02 |
| | 6 径間連続中空床版橋 | 159.2 | 25.4+4@26.8+25.4 | 190 | -0.06 |
| | 6 径間連続中空床版橋 | 168.4 | 27.1+4@28.0+27.0 | 185 | -0.04 |
| 斜 π 橋 | 3 径間連続斜材付 π 型ラーメン中空床版橋 | 63.0 | 15.2+34.5+13.4 | 150 | -0.56 |
| | 3 径間連続斜材付 π 型ラーメン中空床版橋 | 45.0 | 7.5+28.0+9.4 | 150 | -0.41 |

2.3.3 設計上の限界乾燥収縮ひずみ

2.3.1 および 2.3.2 の検討結果から、PC 上部工における設計上の限界乾燥収縮ひずみを以下で整理する。ただし、わが国の PC 上部工は、設計荷重作用時において許容応力度法をベースとする道路橋示方書に準じて設計が行われており、ここで議論する限界値は現実の構造物の安全性に直結するものではない点に注意を要する。

①PC 橋における乾燥収縮は、現行基準類では以下の 4 つの検討において考慮されており、乾燥収縮は概ね、記載の数値程度に影響するものと考えられる。

- ・ 設計伸縮量：基本伸縮量に対し、4～16%程度。
- ・ 不静定力：縁応力度で 2.0N/mm^2 程度の引張応力度を生じさせる場合がある。
- ・ プレストレスの減少量：減少量は導入プレストレス量の 3%程度を占める。
- ・ 曲げひび割れ幅 (PRC の場合)：曲げひび割れ幅の制限値に対し 3 割程度を占める場合がある。

②乾燥収縮ひずみは設計において概ね 150μ 程度の数値が見込まれているが、これが想定したものより大きかった場合、以下のような影響が生じる。

・ 設計伸縮量：設定伸縮量は基本伸縮量の 20%を余裕量として見込むが、乾燥収縮が基本伸縮量の 16%を占める場合（伸縮装置を主桁の材齢 1 ヶ月でセットしたような場合）には、乾燥収縮が想定していた値の 2.3 倍になると遊間量が設計値を逸脱する結果となる。しかし、基本伸縮量の 4%を占める場合（伸縮装置を主桁の材齢 2 年でセットした場合）には、乾燥収縮が設計値の 6 倍に達するまでは余裕量で吸収されるため安全である。

・ 不静定力：発生応力が許容値に対し余裕のない状態で設計されている場合には、乾燥収縮のわずかな増加でも設計上の安全性は損なわれる。通常は、許容値に対しある程度、余裕のある状態で設計が行われるが、設計基準強度が 40N/mm^2 で許容引張応力度が 1.5N/mm^2 の PC 橋において、引張応力が発生しないよう制御していたとしても、乾燥収縮による引張応力度が 2.0N/mm^2 に達している場合には、乾燥収縮が 2 倍になると許容値を超過する可能性が高くなる。

・ プレストレスの減少量：同様に、許容値に対し余裕のない状態で設計されている場合、乾燥収縮のわずかな増加でも設計上の安全性は損なわれるが、施工において導入されるプレストレス量は導入目標に対し 3%引き越すことになっており、現実の安全性が損なわれることは稀である。プレストレスにより導入される圧縮応力度が 10N/mm^2 程度で、外力による引張応力度がこれに拮抗している場合を仮定すると、プレストレスの 2 割減少で発生応力が許容引張応力度を超過する可能性があるが、乾燥収縮は導入プレストレス量の 3%程度を占めるに過ぎず、7 倍程度に増加しない限り安全であると考えられる。

・ 曲げひび割れ幅：乾燥収縮は曲げひび割れ幅の 3 割を占める場合があるが、この場合、乾燥収縮ひずみが 3 倍になっても曲げひび割れ幅を増加させないためには、乾燥収縮以外の作用による鉄筋ひずみをおよそ $1/7$ に減少させる必要がある。このため、乾燥収縮ひずみは 2 倍の増加までが現実的に対応可能な範囲であると考えられる。これは、3 径間連続ラーメン橋による試設計でも同様の結果となった。

③以上より、乾燥収縮ひずみが現行の基準で仮定している値の 2 倍程度であっても、PC 上部工の設計は概ね成立するものと考えられるが、3 倍に達すると伸縮量、合成曲げ応力度、曲げひび割れ幅等の照査項目において、基準類に従った対応が困難になると考えられる。

2.4 まとめ

本章では、まず、わが国の代表的な設計基準である道路橋示方書、コンクリート標準示方書、鉄道構造物等設計標準における乾燥収縮の取り扱いについて紹介した。各基準では、設計上の乾燥収縮ひずみとして $100\sim 450\mu$ までの数値を規定しており、不静定力の算出、プレストレスの減少量計算、曲げひび割れ幅の算定などに用いられる。しかし、橋梁は多くの場合、主構造を棒部材に置き換え解析を行うため、乾燥収縮による断面内のひずみ分布は同様であるとしており、部材の表面と内部のひずみ差による内部拘束応力については、何れの基準でも取り扱っていない。

次に、本章では、世界の代表的な設計基準における予測式を用いて、PC 上部工と JIS 供試体を対象に乾燥収縮ひずみの経時変化を求めた。各基準の予測式は、標準的な収縮ひずみを示すコンクリートを対象に構築されたと考えられ、中にはコンクリートの配合を考慮しない予測式も存在する。このため、JIS 試験で大きな乾燥収縮ひずみを示すコンクリートを使用する場合、収縮ひずみの設計値を現行基準に従い決定することは困難であると考えられる。

さらに、本章では、PC 上部工を道路橋示方書に従い設計する場合に、各照査項目で設計が成立する限界の乾燥収縮ひずみを求めた。また、門型ラーメン解析による簡易検討や試設計の結果から、乾燥収縮により主桁に生じる応力について検討を行った。この結果、実構造物に生じる乾燥収縮ひずみが道路橋示方書における規定値の 3 倍に達すると、伸縮量、合成曲げ応力度、曲げひび割れ幅等の照査項目において、基準類に則った対応が困難になることが分かった。

以上をまとめると、「道路橋示方書を中心とする現行の基準類は、JIS 試験で大きな収縮ひずみを示すコンクリートまで包括するものではなく、また、内部拘束応力を原因とするひび割れについては検討を行わないが、基準に従い PC 上部工の設計を行う場合、実構造に生じる乾燥収縮ひずみが設計値の 2 倍程度であれば、規定の照査項目について設計が成立する」ということになる。

次章では、道路橋示方書等の基準に従い設計・施工された PC 上部工において、実際に生じた変状の原因分析と、乾燥収縮による変状の実態について、調査結果を報告する。また、JIS 試験で測定される乾燥収縮ひずみと、実構造物に実際に生じる乾燥収縮ひずみを比較し、両者に差をもたらす原因について分析を行う。

【参考文献】

- 1) 土木学会：コンクリート技術シリーズ コンクリートのクリープおよび乾燥収縮Ⅱ，pp44-49，2000.
- 2) 福嶋 慎吾，橋本 親典，NHAR HENG，渡辺健：骨材の吸水率の差がコンクリートの乾燥収縮に与える影響，土木学会四国支部第 13 回技術研究発表会講演概要書 Vol.12，pp.398-399，2008.
- 3) 土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針，1955.
- 4) 土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針，1961.
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編，5.2.8 収縮，pp48，2007.
- 6) 日本道路協会：プレストレストコンクリート道路橋示方書，1968.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ 共通編，1978.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ 共通編，2.2.5 コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響，pp42，2012.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅲ コンクリート橋編 1.2 用語の定義，pp.114，2012.

- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ 共通編，2.2.5 コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響，pp37，2013.
- 11) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編，8.3.3 曲げひび割れの検討，pp115，2007.
- 12) 丸善（国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編）：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，7.3.2 耐久性に対するひび割れの検討，pp113，2004.
- 13) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編，10.3.2 曲げひび割れ，pp163，2007.
- 14) 丸善（国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編）：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，7.3.3 外観に対するひび割れの検討，pp116，2004.
- 15) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：標準，4 編 使用性に関する照査，2.3.4 曲げひび割れ幅の設計応答値の算定，pp224，2012.
- 16) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：標準，4 編 使用性に関する照査，3.3.3.2 長期の変位・変形の算定，pp234，2012.
- 17) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：標準，1 編 部材の構造解析，5.2 構造解析，pp119，2012.
- 18) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編，5.2.8 収縮，pp40，2007.
- 19) プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 道路橋計画マニュアル，2007.
- 20) Deutsches Institut für Normung: DIN 4227 Teil1 Spannbeton, 8.4 Schwindmaß des Betons, pp9, 1988.
- 21) COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON : CEB-FIP MODEL CODE 2010, Final draft-Volume 1, 5.1.9.4.4 Shrinkage, pp145, 2010.
- 22) ACI Committee 209: Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structure, pp1, 1997.
- 23) Deutsches Institut für Normung: DIN 4227 Teil1 Spannbeton, 8.4 Schwindmaß des Betons, pp9, 1988.
- 24) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅲ コンクリート橋編，2.2.5 コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響，pp36，2012.
- 25) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，5.2.8 収縮，pp45，2007.
- 26) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：標準，2.2 コンクリートの収縮・クリープ，pp105，2012.
- 27) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：標準，3.3.3.2 長期の変位・変形の算定，pp234，2012.
- 28) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ 共通編，4.2.2 設計伸縮量，pp103，2012.
- 29) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編，15.4.2 曲げモーメントおよび軸方向力による材料の設計応力度，pp223，2007.
- 30) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編，5.2.9 クリープ，pp52，2007.
- 31) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編，5.2.8 収縮，pp48，2007.
- 32) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編，7.4.4 曲げひび割れ幅の算定，pp102，2007.

- 33) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編，8.3.3 曲げひび割れの検討，pp115，2007.
- 34) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編，10.3.2 曲げひび割れ，pp163，2007.
- 35) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編，8.3.2 鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値，pp113，2007.
- 36) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編，10.3.2 曲げひび割れ，pp163，2007.
- 37) プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC道路橋計画マニュアル，3.4 箱げた橋，pp109，2007.
- 38) プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC道路橋計画マニュアル，2007.
- 39) コンクリート構造物のクリープと乾燥収縮，H・リュッシュ+D・ユンクビルド共著，C篇：クリープと乾燥収縮の作用効果に関する実際に近い計算，5.有効弾性係数を用いた Bažant による方法，pp83，1976.
- 40) コンクリート構造物のクリープと乾燥収縮，H・リュッシュ+D・ユンクビルド共著，D篇：計算例，2.2 Trost 及び Bažant の方法，pp129，1976.
- 41) プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC道路橋計画マニュアル，3.4 箱げた橋，pp111，2007.
- 42) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅲコンクリート橋編，4.3.3 設計荷重作用時の照査，pp155，2012.
- 43) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，9.2.2.2 棒部材の設計せん断耐力，pp133，2007.

3章 PC 構造物と乾燥収縮問題

3.1 既設 PC 橋梁の調査結果

株式会社ピーエス三菱では、「橋守プロジェクト」と称する既設 PC 橋の点検・診断活動を実施している。同社では、これまで自社で施工を行った約 6,600 橋のデータベースを保有しており、目視点検の結果を記録している。今後は、定期的な点検・診断によりデータの更新を図り、橋梁の健全性をモニタリングしていく計画である。

なお、6,600 橋は国土交通省、地方自治体発注の道路橋を中心としており、高速道路会社（NEXCO、阪神高速、首都高速等）や JR 発注の橋梁は含んでいない。

3.1.1 近畿のデータ分析

近畿地方 2 府 4 県（京都府、大阪府、兵庫県、滋賀県、奈良県、和歌山県）の調査結果のうち、有効データ 1,241 件の分析を行った。結果を図 3.1.1 に示す。

PC 構造物は、コンクリート打設に対する緊張時期により、プレテンション、ポストテンションの 2 工法に大別される。近畿地方では、1,241 件のデータのうち、プレテンション工法が 722 件（58%）、ポストテンション工法が 403 件（32%）、不明が 116 件（9%）となっている。

プレテンション工法 722 件のうち、地覆・高欄に変状が生じていたものが 115 件（16%）、地覆・高欄以外の部分（主桁・横桁・床版等）に変状が生じていたものが 171 件（14%）であった。また、ポストテンション工法 403 件のうち、地覆・高欄に変状が生じていたものが 67 件（17%）、地覆・高欄以外の部分（主桁・横桁・床版等のおもに橋体部分）に変状が生じていたものが 119 件（30%）であった。ポストテンション工法は多くの場合にコンクリートが場所打ちされるため、工場製品を主体とするプレテンション工法に比べ、コンクリートの品質変動の影響から橋体部分に変状が生じる割合が高くなったものと推察される。さらに、プレテンション工法はコンクリート

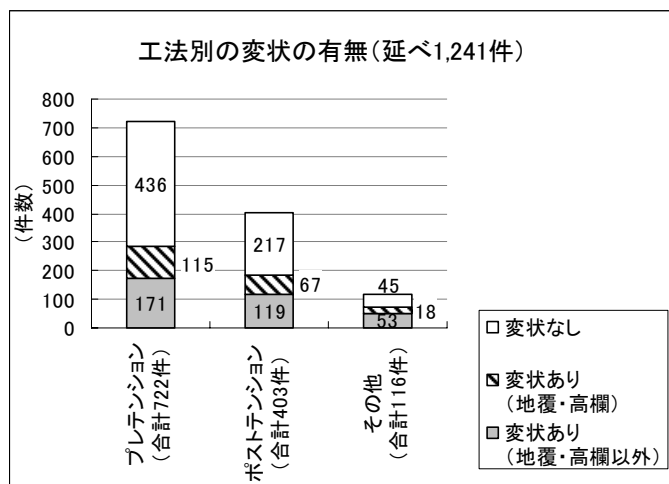


図 3.1.1 工法別の変状の有無(近畿)

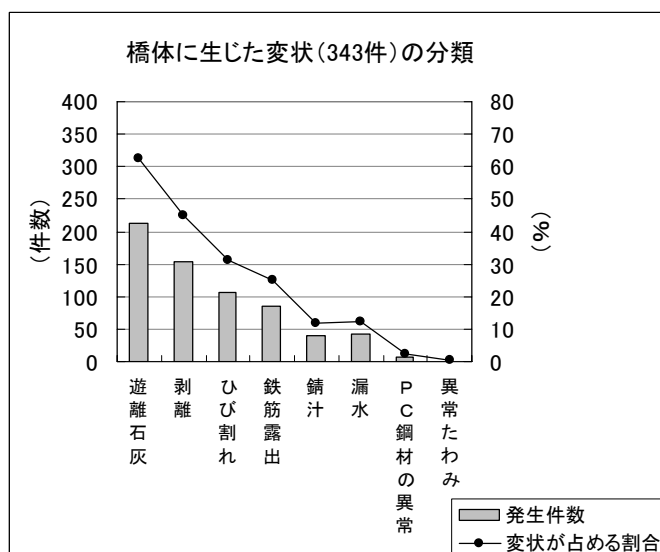


図 3.1.2 変状の分類(近畿)

の設計基準強度が 50N/mm^2 以上であるが、ポストテンション工法は概ね $30\sim40\text{N/mm}^2$ であり、コンクリートの劣化因子浸入に対する抵抗性に差があった可能性も考えられる。参考までに、おもに橋体部分に生じた変状 343 件の分類を図 3.1.2 に示す。同一橋梁で複数の変状が生じることがあり、比率の合計は 100%を上回るが、遊離石灰が最も多く 62%、次いで剥離の 45%、ひび割れの 31%となっている。

3.1.2 詳細調査

構造形式や架設地域を考慮し、全国より選定した 100 橋に対し詳細調査を実施し、劣化傾向を分析した。結果を以下に示す。

(1)対象橋梁

構造形式ごとの内訳は、プレテンションホロー桁橋 24 橋、プレテンション T 桁橋 26 橋、ポストテンション T 桁橋 50 橋の 3 種類とした。

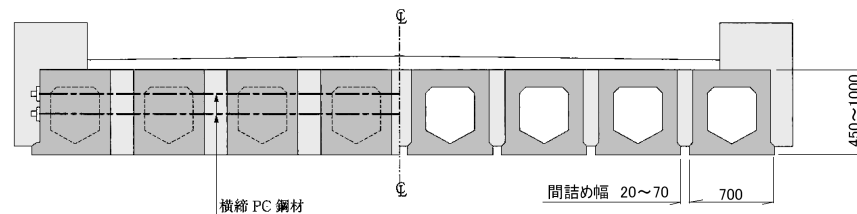


図 3.1.3 プレテンションホロー桁橋の標準的な断面構成
(適用支間 5~24m) (単位:mm)

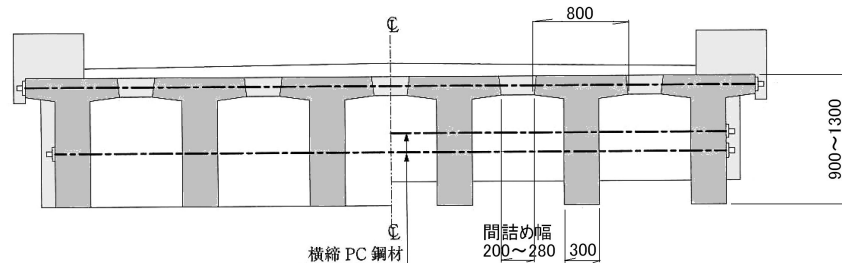


図 3.1.4 プレテンション T 桁橋の標準的な断面構成
(適用支間 18~24m) (単位:mm)

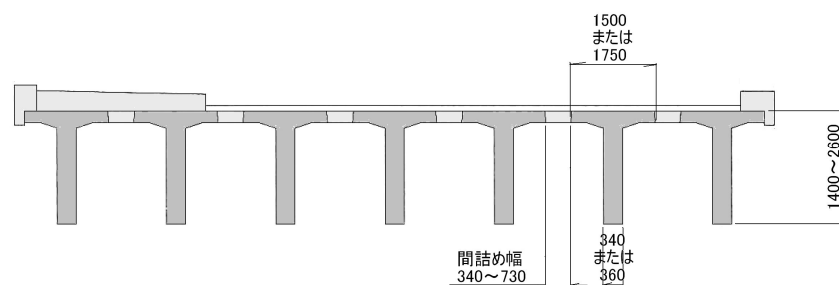


図 3.1.5 ポストテンション T 桁橋の標準的な断面構成
(適用支間 20~45m) (単位:mm)

※横断 PC 鋼材はプレテンション T 桁橋と同様の配置となっている。

構造形式ごとの点検時の供用年数内訳は図 3.1.6 に示すとおりである。各構造形式とも、供用年数 20～40 年のものが多い。なお、供用年数の合計が 100 橋を上回っているのは、同一橋梁に対し複数回の調査を行っているためである。また、架橋地域の内訳と路線区分の内訳をそれぞれ、図 3.1.7、図 3.1.8 に示す。

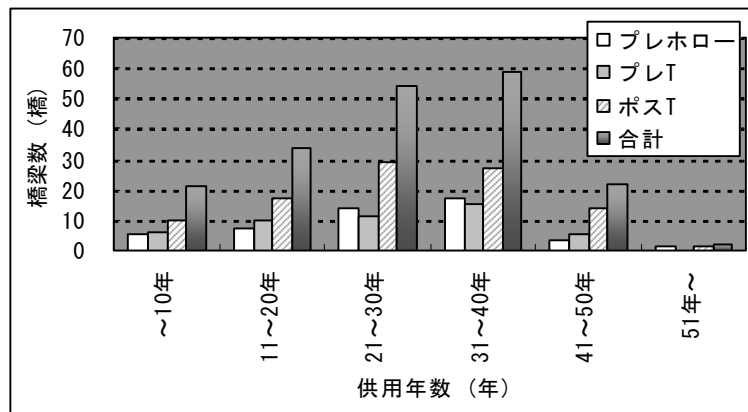


図 3.1.6 供用年数の内訳

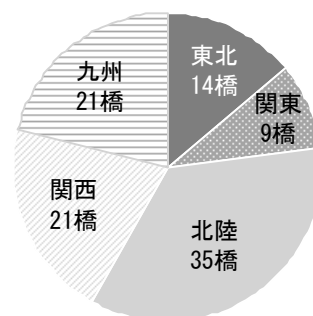


図 3.1.7 架橋地域内訳

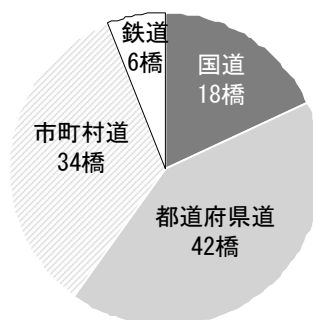


図 3.1.8 路線区分内訳

(2)劣化の評価

調査橋梁の点検・診断は、自治体管理の橋梁で多く採用されている国総研手法¹⁾を基本とし、若干の改良を施した独自の基準に基づき実施している。

診断の評価は[a]～[e]の 5 段階であり、[a]から[e]に向かって劣化の度合いが大きくなる。

評価区分の一例を表 3.1.1～表 3.1.4 に示す。なお、表 3.1.1 中の「構造物に与える影響が大きいひび割れ」とは、表 3.1.5 に示すとおり、発生応力が強度を上回ることによって生じる構造ひび割れや支承付近のひび割れ等、ひび割れが進行すれば構造物の破壊に繋がりがかねないものを指している。

表 3.1.1 「ひび割れ・漏水・遊離石灰」に対する評価区分

| 評価の目安 | | | | 区分 |
|---------|-------------------|------------|------------|----|
| ひびわれの有無 | ひびわれ位置 | ひびわれ幅 | 漏水・遊離石灰 | |
| 確認できず | | | | — |
| なし | — | | | a |
| | 水浸み・遊離石灰 | | | b |
| あり | 影響が小さいひびわれ | 0.2mm未満(小) | 有無を問わない | b |
| | | | ひびわれのみ | b |
| | | 0.2mm以上(大) | 軽微な漏水・遊離石灰 | c |
| | | | 著しい遊離石灰・錆汁 | d |
| | 構造物に与える影響が大きいひびわれ | 0.2mm未満(小) | 有無を問わない | c |
| | | | ひびわれのみ | c |
| | | 0.2mm以上(大) | 軽微な漏水・遊離石灰 | d |
| | | | 著しい遊離石灰・錆汁 | e |

表 3.1.2 「PC 定着部の異常」に対する評価区分

| 評価の目安 | 区分 |
|--------------------|----|
| 確認できず | — |
| 損傷なし | a |
| 後埋モルタル部ひびわれ、水浸み | b |
| 定着部露出・腐食 | d |
| PC定着部の損傷、PCケーブルの損傷 | e |

表 3.1.3 「伸縮装置・遊間の異常」に対する評価区分

| 評価の目安 | 区分 |
|-------------------------|----|
| 確認できず | — |
| 異常なし | a |
| 伸縮装置（橋面）の損傷 | b |
| 伸縮部からの漏水・漏水跡 | c |
| 段差、左右のずれ（段差、ずれ量（mm）を記入） | d |
| 遊間が無くなっている or 過大となっている | e |

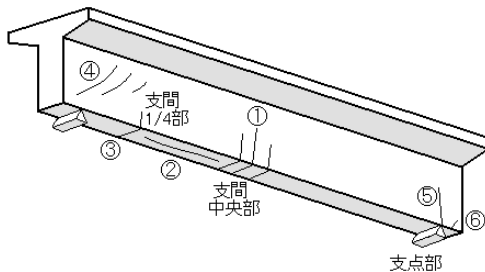
表 3.1.4 「支承の機能障害」に対する評価区分

| 評価の目安 | 区分 |
|-------------------------|----|
| 確認できず | — |
| 損傷なし | a |
| 鋼製支承の腐食やゴム支承の割れなど、支承の損傷 | c |
| 支承の機能が阻害・消失している | e |

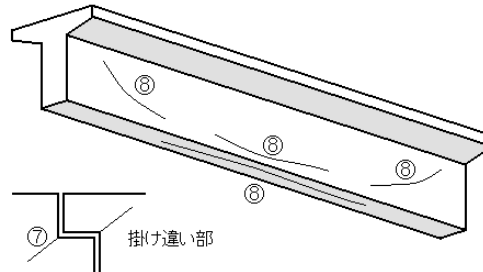
表 3.1.5 構造物に与える影響が大きいひび割れ²⁾

| 番号 | 位置 | ひび割れパターン |
|----|--------|-------------------------|
| ① | 支間中央部 | 主桁直角方向の桁下面および側面の鉛直ひび割れ |
| ② | | 主桁下面縦方向ひび割れ |
| ③ | 支間1/4部 | 主桁直角方向の桁下面および側面の鉛直ひび割れ |
| ④ | 支点部 | 支点付近の腹部に斜めに発生しているひび割れ |
| ⑤ | | 支承上桁下面・側面に鉛直に発生しているひび割れ |
| ⑥ | | 支承上から斜めに側面に発生しているひび割れ |
| ⑦ | 掛け違い部 | 掛け違い部のひび割れ |
| ⑧ | PC桁全体 | シーす・PC鋼材に沿って生じるひび割れ |

PC桁・RC桁共通



PC桁



(3)分析結果

プレテンションホロー桁，プレテンション T 桁，ポストテンション T 桁の診断結果を図 3.1.9 に合わせて示す．主桁における「ひび割れ・漏水・遊離石灰」に注目すると，供用 20 年を超えてもプレテンション桁では概ね区分 c（0.2mm 程度のひび割れ，軽微な漏水や遊離石灰）止まりであるが，ポストテンション桁では区分 d（著しい漏水や遊離石灰）も認められるようになる．ポストテンション（T 桁）は必ずしもコンクリートが場所打ちされる訳ではなく，工場製品のプレキャストセグメントを現地に搬入する場合も多いが，(1)で述べた近畿地方のデータ分析においてポストテンション桁に変状が多く見られたのと同じ理由で，変状がプレテンション桁より進行していると考えられる．次に，間詰め部の変状では，「ひび割れ・漏水・遊離石灰」「PC 定着部の異常」について T 桁橋，特にプレテン T 桁橋に区分 d が多く見られる．T 桁橋の床版には全長に渡り横締め鋼材が配置され，横桁部のみに横締め鋼材が配置されるホロー桁より床版への導入プレストレス量は多いが，床版自体が薄く，間詰め幅もホロー桁より大きいことから，このよう

な結果になったと考えられる。

また、T 桁橋は支承の機能障害も進行しており、ホロー桁に比べ沓座が雨水の影響を受けやすい構造となっていることが影響していると考えられる。

なお、劣化が進行した橋梁の場合、既に補修が行われている可能性があり、図 3.1.9 において供用期間の長い橋梁ほど潜在的な変状発生確率は高くなると考えられる。

(4)乾燥収縮の影響について

2.3 PC 構造物に対する乾燥収縮の影響で述べたとおり、乾燥収縮ひずみが大きくなると伸縮装置の異常（遊間量の増大）、主桁応力の増加（不静定力の増大、プレストレス量の減少）、曲げひび割れ幅の増加に繋がる可能性がある。

今回の調査結果では、「伸縮装置・遊間の異常」、「ひび割れ・漏水・遊離石灰」が何れも区分 c～e まで認められるが、例えば伸縮装置は、設置時の設定遊間量の誤りで温度変化に対応できなかった場合や、クリープが想定より大きかった場合にも、遊間量の異常等、変状の発生に繋がる。ひび割れについても、T 桁の床版については乾燥収縮が原因のひとつであるが、雨水の浸透による鋼材腐食や疲労による影響も大きい。したがって、変状の原因が乾燥収縮であるかどうかについては、さらに詳細な調査や分析が必要である。

図 3.1.10 に示すとおり、乾燥収縮を原因とするひび割れは、水和熱による温度ひび割れと同様、比較的マッシブな部材の表面に生じる方向性のないひび割れ（内部拘束によるもの）と、材齢等の乾燥条件

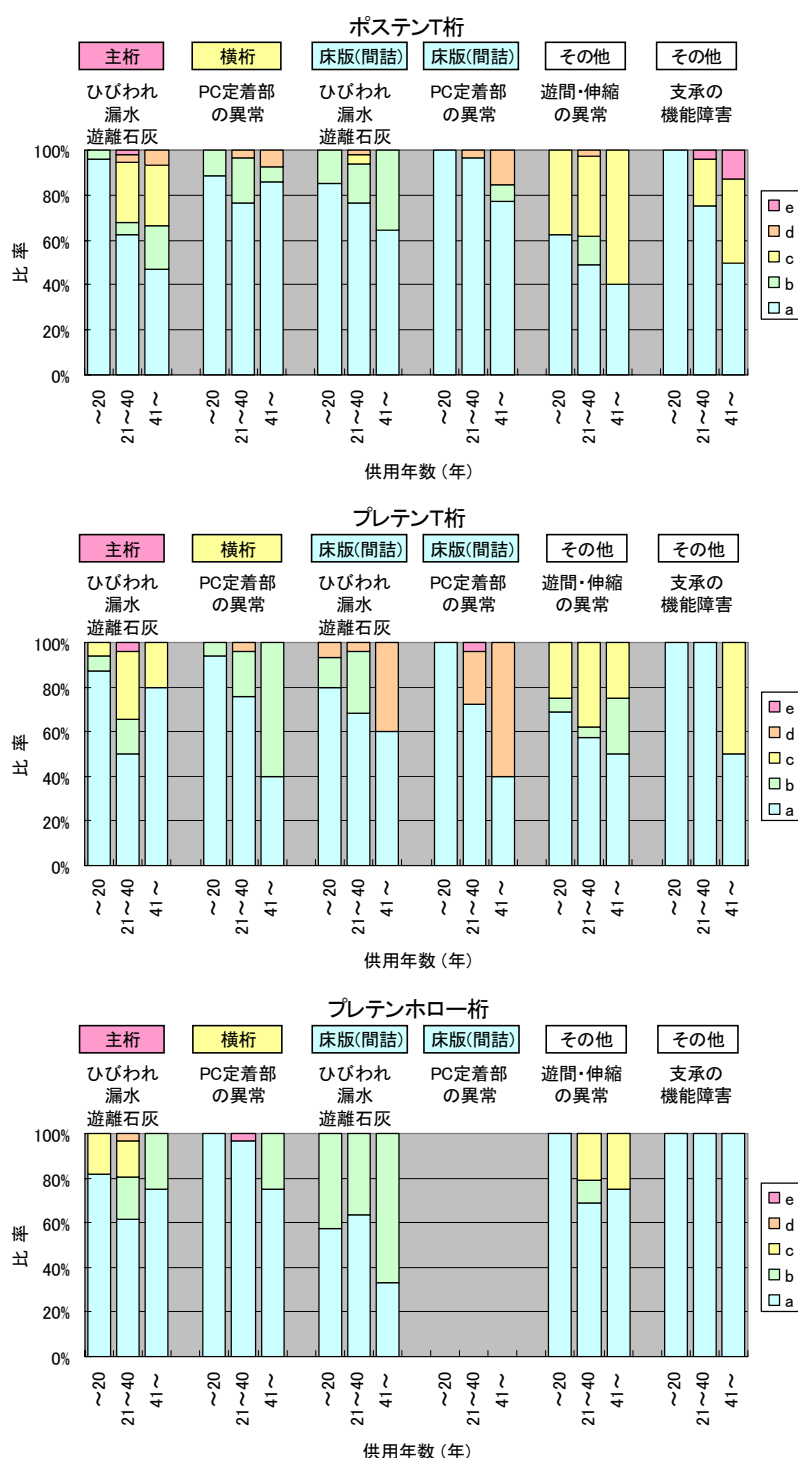


図 3.1.9 供用年数ごとの劣化傾向

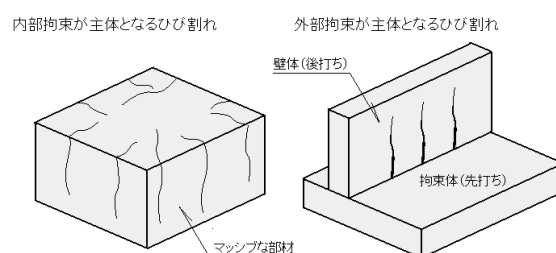


図 3.1.10 3) 乾燥収縮によるひび割れ模式図

が異なる隣接部材との境界面から成長する方向性のあるひび割れ（外部拘束によるもの）に大別される。図 3.1.11、図 3.1.12 は、「橋守プロジェクト」による調査で実際に確認されたひび割れのパターン分類で、想定されるひび割れの原因を図中に記載している。乾燥収縮が原因と考えられるひび割れは少なくないが、原因と特定できるのはダイヤフラム（カバーコンクリート）に生じたひび割れ等、一部に過ぎない。表 3.1.5 に示した「構造物に与える影響が大きい」ひび割れに該当するものとして、下フランジ下面に生じた橋軸方向のひび割れがあるが、これはグラウト不良による鋼材の発錆や ASR を原因とする可能性が高い。このように、構造物に大きな影響を与えるひび割れのうち、乾燥収縮を原因とするものは一般的に少ないと考えられる。

| | | | | | |
|---------|---|---|--|---|--|
| 部位 | 主桁底面 | | | | |
| パターン | 軸方向ひびわれ | | | | |
| 想定される原因 |  <ul style="list-style-type: none"> ・ASR ・グラウト不良 |  |  |  | |
| 部位 | 主桁下フランジ側面 | | | | |
| パターン | 水平ひびわれ | | | | |
| 想定される原因 |  <ul style="list-style-type: none"> ・塩害 ・ASR |  |  |  | |
| 部位 | 主桁ウェブ側面 | | | | |
| パターン | 水平ひびわれ | | | | |
| 想定される原因 |  <ul style="list-style-type: none"> ・プレストレス ・温度応力 ・乾燥収縮 |  |  |  | |
| 部位 | 主桁ウェブ側面 | | | | |
| パターン | 斜めひびわれ | | | | |
| 想定される原因 |  <ul style="list-style-type: none"> ・グラウト不良 |  |  |  | |
| 部位 | 主桁ウェブ側面 | | | | |
| パターン | 放射状ひびわれ | | | | |
| 想定される原因 |  <ul style="list-style-type: none"> ・プレストレス ・温度応力 ・乾燥収縮 |  |  |  | |
| 部位 | 主桁ウェブ側面 | | | | |
| パターン | 亀甲状ひびわれ | | | | |
| 想定される原因 |  <ul style="list-style-type: none"> ・ASR ・塩害 ・温度応力 ・乾燥収縮 |  |  | | |
| 部位 | 主桁上フランジ・ウェブ付根 | | | | |
| パターン | 水平ひびわれ | | | | |
| 想定される原因 |  <ul style="list-style-type: none"> ・床版曲げ応力 ・施工不良 |  |  | | |

図 3.1.11 ひび割れのパターン分類(主桁)

| | | | | | |
|---------|-------------------------------------|--|--|--|--|
| 部位 | ダイヤフラム | | | | |
| パターン | 水平ひびわれ | | | | |
| 想定される原因 | 乾燥収縮 | | | | |
| 部位 | 主桁と横桁の境界 | | | | |
| パターン | エフロの析出 | | | | |
| 想定される原因 | 温度応力 乾燥収縮 | | | | |
| 部位 | 連結部横桁 | | | | |
| パターン | 鉛直ひびわれ | | | | |
| 想定される原因 | クリープによる付加応力 荷重作用 温度応力 乾燥収縮 | | | | |

図 3.1.12 ひび割れのパターン分類(横桁)

3.2 乾燥収縮問題

3.2.1 乾燥収縮ひずみの変化

前節では、施工済みの PC 橋梁に乾燥収縮を原因とする変状は少ないという調査結果を報告したが、近年、コンクリートの乾燥収縮ひずみが設計で想定した値よりも大きくなり、構造物に変状が生じる事例が報告されるようになってきている。

図 3.2.1 は、1979 年と 2007 年に収集された、乾燥収縮ひずみの実測データを比較したものである⁴⁾。これによると、

- ・ 1979 年：平均値 672 μ
- ・ 2007 年：平均値 729 μ

となっている。およそ 30 年間で、平均の収縮ひずみは 50 μ 強、大きくなっており、データの偏差も大きくなっている。また、収縮ひずみが 800 μ を上回るものは、

- ・ 1979 年：1 件 (3.3%)
- ・ 2007 年：29 件 (23.6%)

となっている。

こうした原因としては配合の変化が疑われるが、1979 年の配合と比較して 2007 年の配合の方が乾燥収縮を増加させる要因が多いとは言えない。例えば、耐震性能の向上に伴う配筋の過密

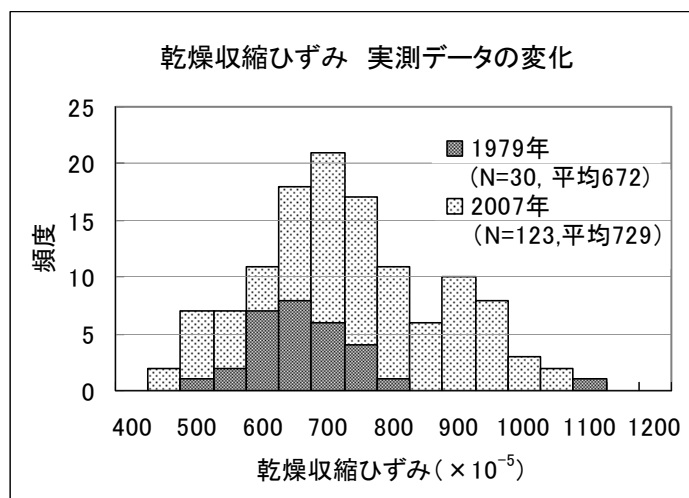


図 3.2.1⁴⁾ 乾燥収縮ひずみ 実測データの変化

化については、単位水量の増加より高性能 AE 減水剤の使用によりワーカビリティを確保する方法が一般的である。ただし、経済産業省の統計資料⁵⁾によると、粗骨材に使用された碎石の割合が、全国平均で 1985 年の 53% から 2005 年の 73% にまで増加しており、この 20 年間で単位水量については若干、増加した可能性がある。

したがって、2.1.2 で述べたとおり、乾燥収縮ひずみの大きさに強く影響する骨材の品質低下が原因として疑われる。これについては、次節以降で述べることとする。

3.2.2 垂井高架橋の変状

2002 年 4 月に和歌山県橋本市に完成した PRC 上部工である垂井高架橋は、供用前の 2003 年 10 月、橋体にひび割れが生じていることが発見された。その後の詳細点検により、多数のひび割れや設計値以上のたわみが確認されるに至り、近畿地方整備局が土木学会に検討を委託し、「垂井高架橋損傷対策特別委員会」（委員長：丸山久一 長岡技術科学大学教授）が組織された。同委員会より 2005 年 9 月に原因・対策を取りまとめた中間報告書⁶⁾が提出され、その後、「垂井高架橋の損傷に関する調査特別委員会」よりモニタリング等について取りまとめた最終報告書⁷⁾が 2008 年 3 月に提出されている。

中間報告書において、垂井高架橋の損傷原因は、

- ・ 損傷を引き起こした可能性が高いもの：大きな乾燥収縮量、自己収縮量
- ・ 損傷に影響した可能性が高いもの：多径間の構造、大きな鉄筋量や鉄筋配置出来形の不良
有効プレストレス量の不足、水和熱による温度上昇

としている。特に、コンクリートの自己収縮と乾燥収縮が大きくなった主原因は、「使用した骨材の影響が大きいと考えられる」と結論付けている⁸⁾。

表 3.2.1 は、垂井高架橋で使用されたものと同一産地の骨材を使用して製作した供試体による収縮試験の結果である⁹⁾。これによると、推定配合における 8 週間での自己収縮ひずみは 431μ 、乾燥収縮ひずみは 845μ に達しており、市販骨材の場合の 2 倍前後に達している。

垂井高架橋は PRC 構造であったが、供用前に橋体に深刻なダメージを与えるほどのひび割れが発生したため、関係する団体に衝撃を与えた。垂井高架橋は固定支保工の箱桁であり、ウェブと下床版（1 ロット）を先行打設し、その後、上床版（2 ロット）の施工を行った。1 ロットは完成時、既に橋脚と剛結されていたが、緊張は 2 ロット打設後に行うため、1 ロットはいわば RC の状態で 2 ロット打設までの間（2～3 週間）、収縮に対し橋脚の拘束を受け続けた。このため、外部拘束による引張応力が 1 ロットに残留し、被害を大きくした可能性がある。

垂井高架橋は、設計荷重時に有害なひび割れを生じさせず耐久性に優れるという PRC の長所を発揮できず、以後、近畿地方整備局では PRC 構造の発注を当面見合わせるという事態にまで発展した。

表 3.2.1⁹⁾ 収縮試験に用いたコンクリートの収縮量

| コンクリート配合 の種類 | | | 乾燥収縮ひずみ ($\times 10^{-6}$) | | | 自己収縮ひずみ ($\times 10^{-6}$) | | |
|-----------------|----------|------|------------------------------|-----|-----|------------------------------|-----|-----|
| | | | 試験材齢 (週) | | | 試験材齢 (週) | | |
| | | | 1 | 4 | 8 | 1 | 4 | 8 |
| ① | 示方 配合 | 提供骨材 | 374 | 684 | 805 | 211 | 345 | 405 |
| ② | | 市販骨材 | 175 | 321 | 368 | 91 | 180 | 213 |
| ③ | | 混合骨材 | 357 | 630 | 741 | 198 | 319 | 371 |
| ④ | 推定 配合 | 提供骨材 | 397 | 712 | 845 | 226 | 369 | 431 |
| ⑤ | | 市販骨材 | 178 | 326 | 381 | 115 | 205 | 238 |

3.2.3 土木学会の対応

垂井高架橋の変状を踏まえ、土木学会では 2007 年のコンクリート標準示方書の改訂時、収縮規定の強化を図った。

2007 年制定の設計編には、「・・・生コンクリートの収縮ひずみの実態として、JIS A 1129 試験 ($10 \times 10 \times 40\text{cm}$ 供試体、水中養生 7 日後、6 ヶ月乾燥条件) で、 1000×10^{-6} を超えるコンクリートはほとんどないとの報告があることから、これに材齢 7 日以前の自己収縮と材齢 6 ヶ月以降の収縮分 200×10^{-6} を見込んで、設計では収縮ひずみの最終値として 1200×10^{-6} 程度を想定するものとした。」との記述があり¹⁰⁾、これまでに取り扱われることのなかった大きな収縮ひずみ（自己収縮＋乾燥収縮）まで検討することになった。

これ以前のコンクリート標準示方書では、現在も掲載されている算式、表による乾燥収縮ひずみを使用することになっており、最大でも 400μ 程度のひずみ量に留まっていた。垂井高架橋の JIS 試験による最終的な収縮ひずみが 1000μ 程度であることを踏まえ、想定すべき収縮ひずみの大幅な引き上げを行ったものである。

なお、2012 年制定の設計編では、これらの記述が削除されたが、最終ひずみが相当大きい値になるよう、乾燥収縮の予測式が全面的に見直されている (2.2.3 各国基準による収縮ひずみ参照)。

3.2.4 日本建築学会の対応

1999 年に「住宅の品質確保の促進等に関する法律」（「品確法」）が制定され、鉄筋コンクリート造建築物に生じるひび割れの問題は、社会的な注目を強く集めるようになった。品確法では瑕疵担保責任存続期間は 10 年間と定められている。そこで、一般の鉄筋コンクリート造建築物にあつては、工事完了・引き渡し後少なくとも 2 年間、住宅の場合には 10 年間にわたって、瑕疵の可能性が高いと見なされるような収縮ひび割れを生じさせないことが重要となった。そうした社会的要請を踏まえ、日本建築学会では 2006 年に「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説」¹¹⁾ を発刊した。

同指針では、使用するコンクリートの収縮ひずみは 800×10^{-6} 以下を標準とすることを定めている。一般的な建築物で厚さ 20cm の壁部材の収縮ひずみは、JIS 試験結果の 80% 程度で 650×10^{-6} 以下となる。この場合、この壁部材に発生するひび割れは、幅が 0.3mm 未満で、標準的に設けられる誘発目地本数以下に抑えられるためであるとされている。また、使用するコンクリートの乾燥収縮ひずみの等級として、 650×10^{-6} 以下の「高級仕様」、 500×10^{-6} 以下の「特級仕様」の 2 種類を設定したことも特徴である。

次いで 2009 年に改訂された日本建築学会の「建築工事標準仕様書・同解説」(JASS5) では、計画供用期間の級が長期または超長期のコンクリートについて、乾燥収縮率(ひずみ)を 8×10^{-4} 以下とすることを定めた¹²⁾。これは、1986 年版 JASS5 に、単位水量の上限を 185kg/m^3 と定める根拠として乾燥収縮率 8×10^{-4} 以下が取り上げられていること、また、既述の「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針(案)・同解説」に従った旨、記述がある。この JASS5 改訂により、コンクリートの収縮ひずみを閾値以内とする現実的な対応として、骨材の入れ替えが行われるようになり、全国で粗骨材に石灰石が多く使用されるようになった。この改訂はまた、関係業界や学会に波紋を投げかけ、乾燥収縮問題についての検討が一斉に行われるきっかけともなった。

3.2.5 第二阪和国道の変状と近畿地整による事務連絡

大阪と和歌山を結ぶ幹線道路である第二阪和国道のうち、大阪府阪南市域に 2001 年から 2002 年にかけて建設された PC を主体とする橋梁群に、完成から 3~4 年を経てひび割れ等変状の発生が確認された。ひび割れの幅および発生延長は垂井高架橋に比べ軽微であったが、現場打ちされたコンクリートに使用された粗骨材の産地が垂井高架橋と同じであり、乾燥収縮が原因と疑われた。一方、第二阪和国道の建設は事業が継続中で、同一のコンクリートを使用する可能性が高い和歌山県紀北東道路の建設も目前に控えていた。このため、近畿地方整備局は土木学会に原因の究明と対策の立案を委託し、「第二阪和国道の橋梁損傷対策検討特別委員会」(委員長：宮川豊章 京都大学教授)が組織された。同委員会は 2010 年 3 月に報告書¹³⁾を提出し、「主たる原因は、コンクリートの乾燥収縮ひずみが大きくなる骨材が使用されたことにあり、現行の指針・規格類の体系では、この種の骨材を選別することが不可能であることによる」とした。

この委員会成果で特筆すべきは、わが国で初めて、乾燥収縮によるひび割れを制御するために計画・施工・検査の各段階で実施すべき手順を定めたフローを作成した点である(図 3.2.2)。このフローは基本フローと呼ばれ、これまでにない材料選定および品質検査のスキームを提案しているため、現行の枠組みの中で運用可能な、より具体的な作業手順である暫定フローも合わせ作成された(図 3.2.3)。この暫定フローでは、近畿地方整備局管轄の工事限定という条件で、使用するコンクリートの乾燥収縮ひずみの上限を JASS5 と同様、JIS 試験値で 8×10^{-4} と定めている。これを踏まえ、近畿地方整備局では 2010 年 4 月に、「橋梁上部工(PC 橋梁)を対象に、設計基準強度 30 (N/mm²) 以上のレディーミクストコンクリートについては、26 週におけるコンクリートの長さ変化試験の許容値を 8×10^{-4} とする(850 μ 未満)」という事務連絡を通達した。また、事務連絡には、 8×10^{-4} をクリアできない場合には、材齢 28 日におけるヤング係数が標準値の 80% 以上あり、養生を延長する等の特別の配慮を行った場合についてのみ、膨張材等の混和で対策したコンクリートを使用してもよいと記述されている。

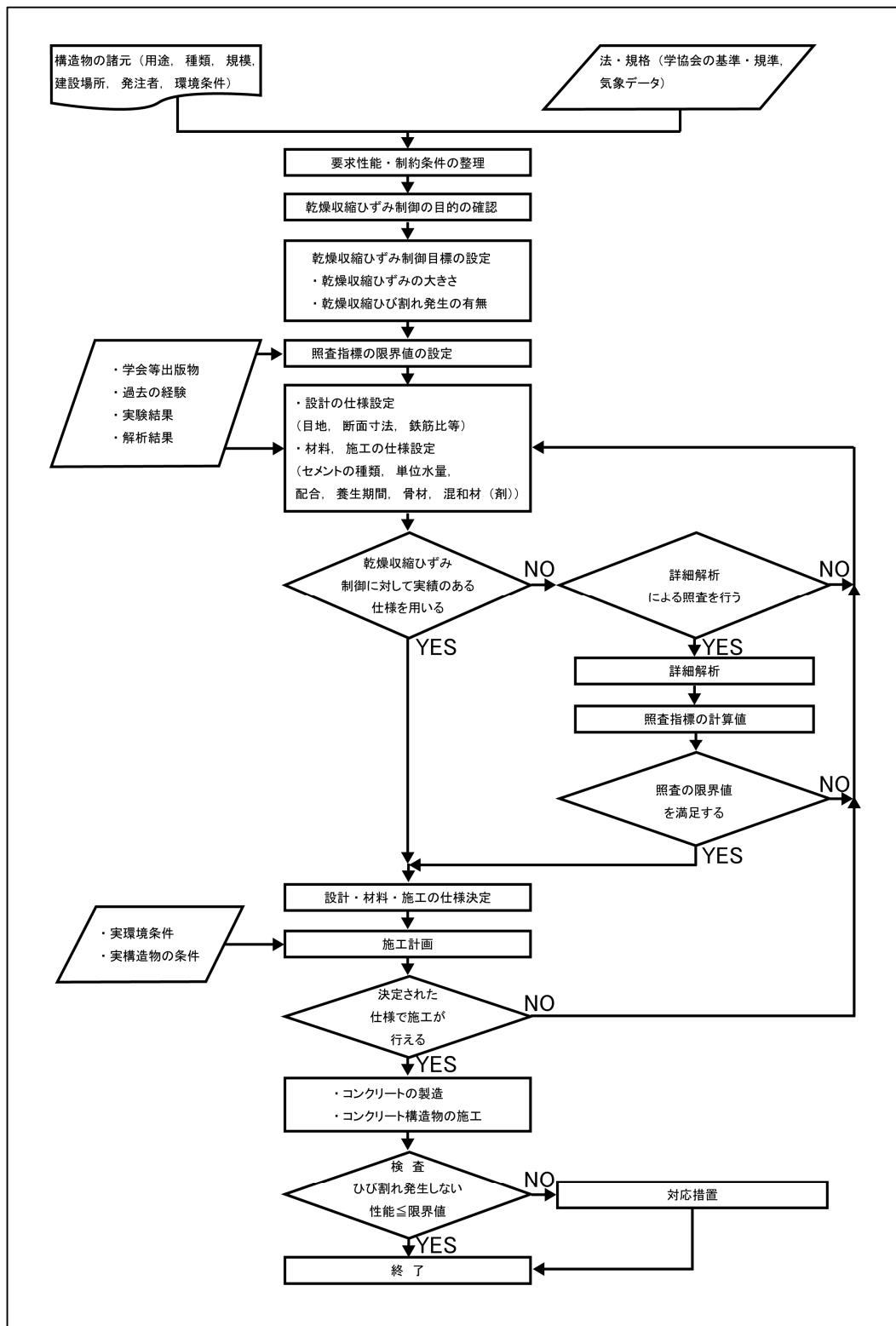


図 3.2.2¹⁴⁾ 第二阪和国道における対策の基本フロー

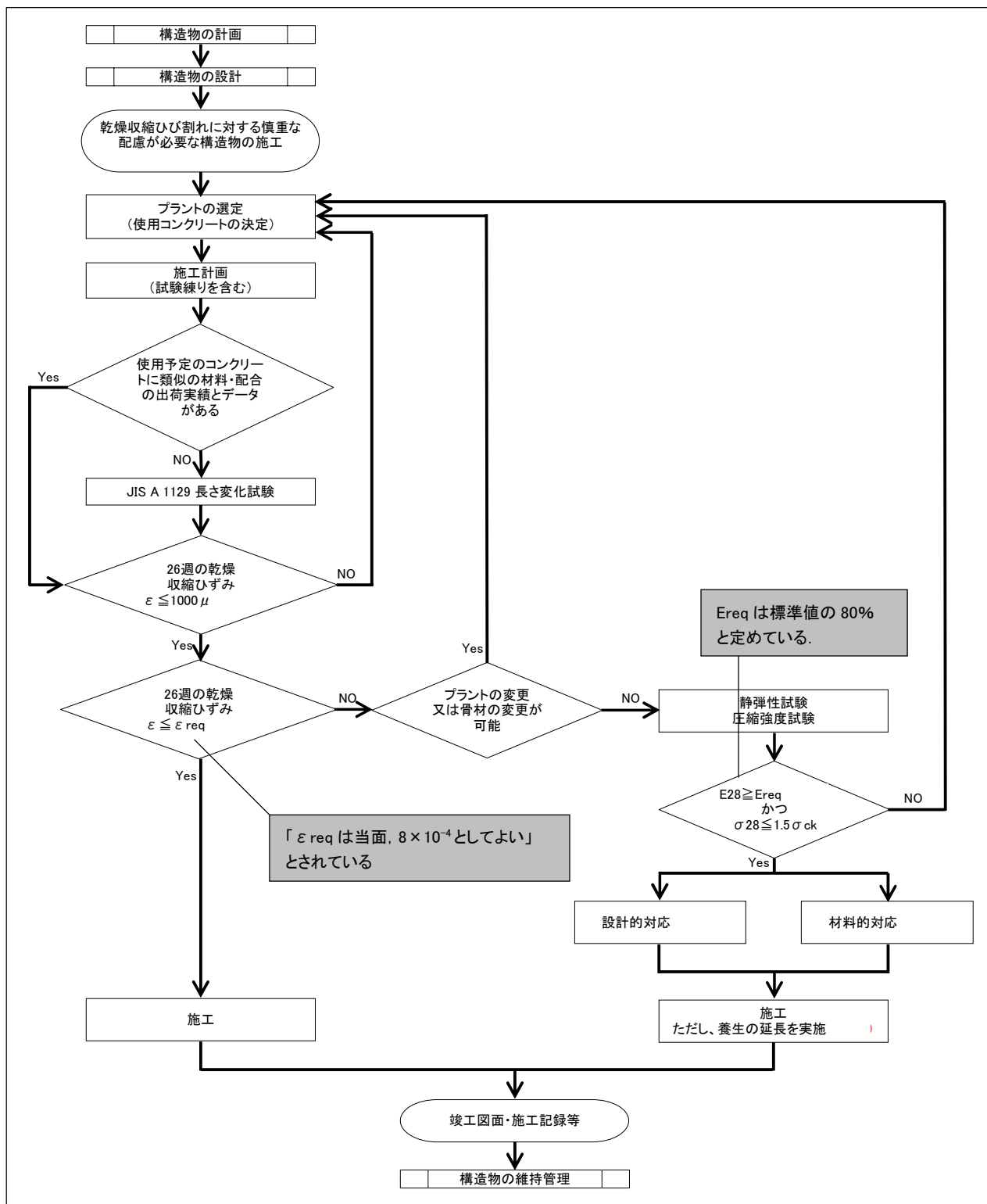


図 3.2.3¹⁵⁾ 第二阪和国道における対策の暫定フロー

3.2.6 その他委員会の対応

(1)性能評価型コンクリートに関する調査研究委員会 ―乾燥収縮および収縮ひび割れ―(日本コンクリート工学協会近畿支部) (2008 年) ¹⁶⁾

将来、性能評価型コンクリートの要求性能として乾燥収縮が求められる場合を想定し、乾燥収縮ひび割れ対応コンクリートの材料、製造から、構造設計、施工、監理、発注までの現状を調査した。

(2)コンクリートの収縮問題検討委員会(日本コンクリート工学協会) (2009 年, 2010 年) ^{17), 18)}

JASS5 規定の誤った運用への危機感から、土木、建築、生コン、骨材などの各関係業界の代表者で組織された。収縮低減の具体的な対策が整理された点で実用的な内容であったが、性能規定的な対応については課題として残った。

(3)コンクリート委員会 示方書改訂小委員会 収縮ケーススタディ作業部会(土木学会) (2010 年) ¹⁹⁾

収縮ひずみが大きいコンクリートを現行の基準類に則って設計すればどうなるかというケーススタディを行ったもの。コンクリート標準示方書に従う場合には推定式で得られる収縮ひずみを 1.5 倍し、道路橋示方書に従う場合には対応方法の記載がないため、経時変化曲線をそのまま使用している。結果、前者より後者の方が応力的に厳しくなるケースのあることが分かった。

コンクリート標準示方書の経時変化曲線は、室内試験に基づく実験結果より引かれたカーブのため、初期乾燥収縮の進行が実際より急であることが指摘されている。このため、構造系完成以降の残収縮度が小さくなり、このような結果になったと考えられる。

3.3 乾燥収縮により変状が生じた橋梁群の事例

3.3.1 概要

供用後、数年でひび割れ等の変状が顕著となり、乾燥収縮が主要因と判断された橋梁群の事例を紹介する。

変状が生じた橋梁群は、同一地域に連続的に施工された PC を中心とするコンクリート上部工と、RC の下部工（橋脚、橋台）からなる。各橋梁の概要を表 3.3.1 に示す。また、コンクリートの呼び名と骨材の産地を表 3.3.2 に示すが、異なった橋梁でも変状が生じた部分の多くには同一産地の粗骨材（E 産）が使用されていることが分かる。

3.3.2 同一産地の骨材を使用したコンクリートの収縮ひずみ

E 産の粗骨材を使用したコンクリートについて、長さ変化試験を実施した。配合を表 3.3.3 に示す。混和材料を使用していないものを配合 a、膨張材を混和したものを配合 b、収縮低減剤を混和したものを配合 c、両者を混和したものを配合 d としている。なお、配合 c, d に関しては、目標空気量を $4.5 \pm 0.5\%$ に調整するために多量の AE 助剤（100A）を使用する結果となった。

次に、使用した骨材の物性値を表 3.3.4 に示す。粗骨材の吸水率が 1.79%となっているが、標準的な骨材（L 産, I 産）の場合は 0.55%程度であり、E 産の骨材がポーラスな性状であることを窺わせる。

表 3.3.1 変状が生じた橋梁群の概要

| 橋梁名 | 橋梁形式 | | | 橋長 (m) | 架設 年度 |
|------|-------------------------------------|---------------|-------------------------|-----------|----------|
| | 上部 | 下部 | 基礎 | | |
| K 橋 | PC ポステン箱桁橋 | 壁式橋脚 逆T式橋台 | 場所打ち杭 (深礎含む) | 113.0 | 2001 年 |
| YH 橋 | PC ポステン箱桁橋 PC プレテンT桁橋 | 壁式橋脚 逆T式橋台 | 場所打ち杭 (深礎含む) | 212.0 | 2002 年 |
| Y 橋 | PC ポステン箱桁橋 | T型橋脚 壁式橋脚 | 場所打ち杭 (深礎含む) | 342.0 | 2001 年 |
| U 橋 | プレビーム桁橋 PC プレテンT桁橋 PC ポステン箱桁橋 | T型橋脚 壁式橋脚 | 場所打ち杭 (深礎含む) | 335.5 | 2002 年 |
| J 橋 | PC プレテンT桁橋 プレビーム桁橋 | T型橋脚 | 場所打ち杭 (深礎含む) | 535.0 | 2002 年 |
| I 橋 | PC プレテンT桁橋 | 控壁式橋台 T型橋脚 | 直接基礎 場所打ち杭 (深礎含む) | 514.5 | 2001 年 |

表 3.3.2 使用骨材の一覧

| 橋梁名 | 上部工 | | | | 下部工 | | | |
|-----|-------|-------------|-------|-------|-----|-------------|-------|-----|
| | 変状 | 配合 | 使用材料 | | 変状 | 配合 | 使用材料 | |
| | | | 細骨材 | 粗骨材 | | | 細骨材 | 粗骨材 |
| K橋 | 無 | 普通40-12-20H | C産 | D産 | 有 | 普通24-8-20BB | A産、B産 | B産 |
| YH橋 | 有 | | C産、E産 | E産 | | | | |
| Y橋 | | 普通40-8-20H | | | | | | |
| U橋 | | 普通30-8-20N | F産、E産 | | | | | |
| J橋 | C産、E産 | | 有 | C産、E産 | E産 | | | |
| I橋 | 無 | 普通30-8-20H | | C産 | D産 | | G産、E産 | E産 |

骨材の種類：A産（海砂）、B産（砕砂）、C産（海砂）、D産（砕砂）、E産（砕砂）、F産（海砂）、G産（海砂）

表 3.3.3 コンクリートの配合

| 配合 | 水セメント比 W/C (%) | s/a (%) | 呼び強度 (N/mm ²) | スランプ (cm) | 粗骨材の 最大寸法 (mm) | セメントの 種類 |
|----|----------------------|------------|------------------------------|--------------|----------------------|-------------|
| | 42.0 | 43.8 | 36 | 12 | 20 | H |

| 単位量 (kg/m ³) | | | | | | | | | | |
|--------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|---------|-----------|--------------|------------|
| | W | C | S1 | S2 | G1 | G2 | 膨張 材 | 収縮 低減剤 | 高性能 AE減水剤 | AE助剤 |
| 配合a (無添加) | 160 | 381 | 539 | 231 | 491 | 491 | 0 | 0 | 4.57 (1.2%) | 0.008 (2A) |
| 配合b (膨張材) | 160 | 361 | 539 | 231 | 491 | 491 | 20 | 0 | 4.57 (1.2%) | 0.008 (2A) |
| 配合c (収縮低減剤) | 160 | 381 | 539 | 231 | 491 | 491 | 0 | 6 | 4.57 (1.2%) | 0.4 (100A) |
| 配合d (収縮低減剤 ＋膨張材) | 160 | 361 | 539 | 231 | 491 | 491 | 20 | 6 | 4.57 (1.2%) | 0.4 (100A) |

表 3.3.4 骨材の物性

| 材 料 | 仕 様 |
|-------|--|
| 細 骨 材 | 海砂：(M産) 表乾密度：2.60g/cm ³ 絶乾密度：2.57g/cm ³ \geq 2.5g/cm ³ (JIS A 5308) 吸水率：1.35% \leq 3.5% (JIS A 5308) 粗粒率 (F.M.)：2.53 |
| | 砕砂：J産 表乾密度：2.63g/cm ³ 絶乾密度：2.60g/cm ³ \geq 2.5g/cm ³ (JIS A 5005) 吸水率：1.22% \leq 3.0% (JIS A 5005) 粗粒率 (F.M.)：2.59 |
| 粗 骨 材 | 碎石 (2005)：E産【(2010):50%, (1505):50%】 表乾密度：2.59g/cm ³ 絶乾密度：2.56g/cm ³ \geq 2.5g/cm ³ (JIS A 5005) 吸水率：1.79% \leq 3.0% (JIS A 5005) 粗粒率 (F.M.)：6.68 (参考値) 碎石 (2015)：L産 吸水率：0.55% 碎石 (2015)：I産 吸水率：0.53% |

JCI-1996 による自己収縮ひずみの測定結果を図 3.3.1 に示す。配合 a (無添加) のものは、15 週での試験値が 214 μ となった。この数値は、コンクリート標準示方書に示される自己収縮ひずみの最終値と比較しても、かなり大きい数値になっている (表 3.3.5 参照)。

なお、膨張材を混和した配合 b は -44 μ (膨張側)、収縮低減剤を混和した配合 c は 138 μ となり、自己収縮に対しても一定の収縮補償効果が認められた。

次に、JIS A 1129 による乾燥収縮ひずみの測定結果を図 3.3.2 に示す。26 週での試験結果は、混和材を使用していない配合 a が 909 μ 、収縮低減剤を使用した配合 c が 729 μ となり、やはり乾燥収縮ひずみとしては比較的高い数値を示した。

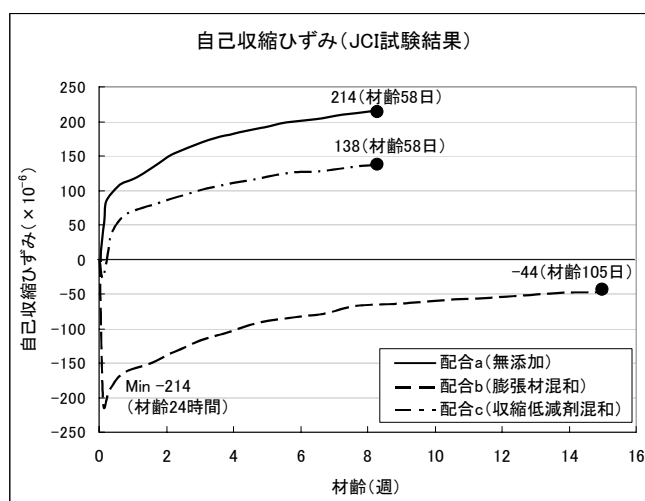


図 3.3.1 JCI 試験による自己収縮ひずみ

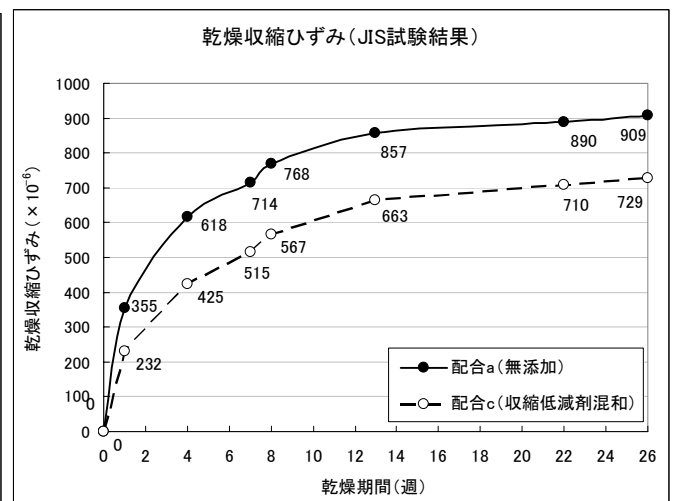


図 3.3.2 JIS 試験による乾燥収縮ひずみ

表 3.3.5 ²⁰⁾ コンクリート標準示方書による自己収縮ひずみの最終値 ($\times 10^{-6}$)

| 28日圧縮強度 (N/mm^2) | t_0 (日) | | |
|--------------------------------|-----------|-----|----|
| | 1 | 3 | 7 |
| 100 | 230 | 110 | 50 |
| 80 | 160 | 80 | 40 |
| 60 | 150 | 90 | 50 |

圧縮強度は 28 日水中養生の値

自己収縮ひずみの予測誤差は $\pm 40\%$

結合材に普通ポルトランドセメントのみを用いた場合の値

3.3.3 上部工の変状状況について

(1) YH 橋 (PC4 径間連続箱桁橋 + PC2 径間連結プレテン T 桁橋)

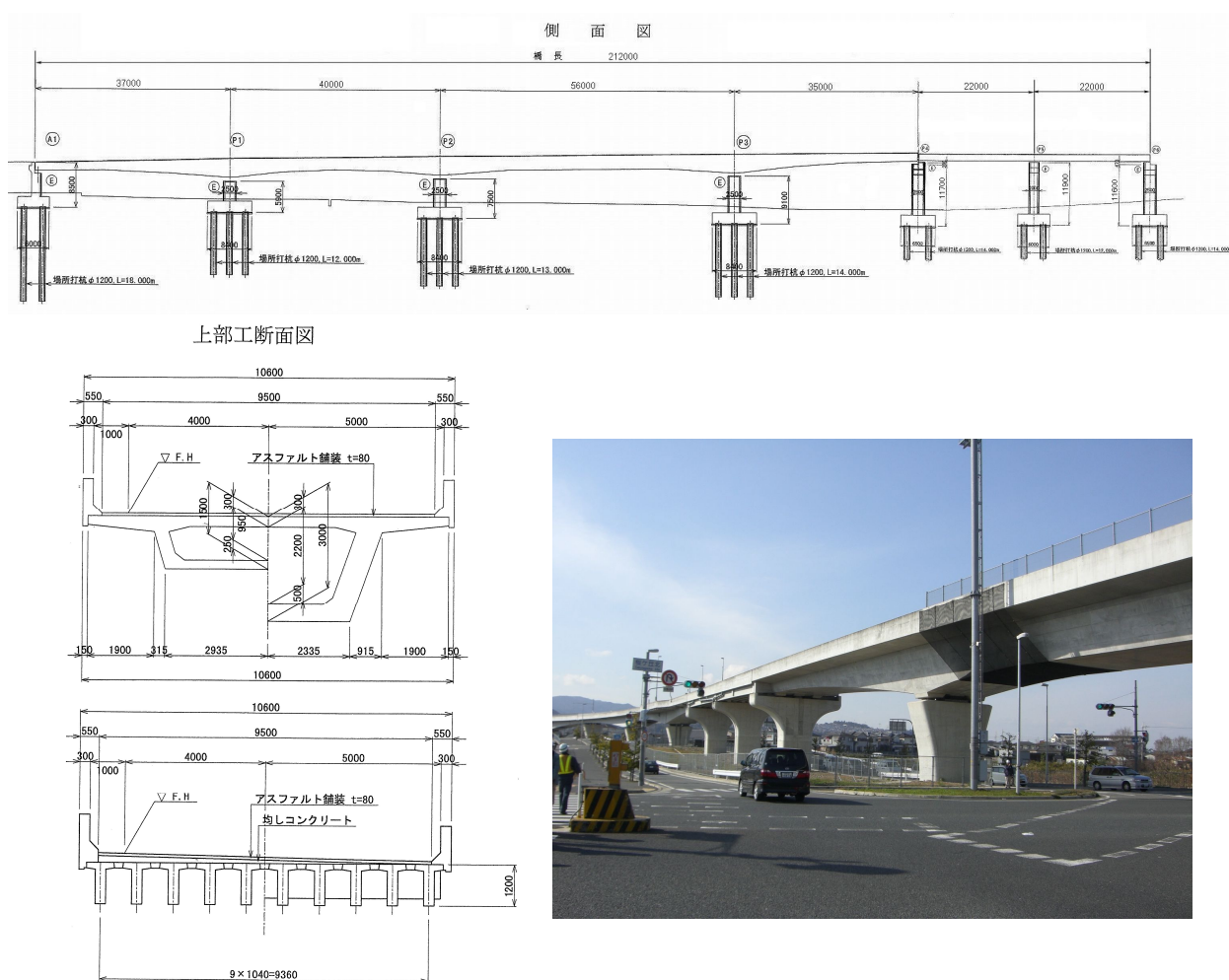


図 3.3.3 構造図と全景(単位:mm)

箱桁の上下床版に多数のひび割れが生じた. 図 3.3.4 は, 供用後 3 年目に行われた点検結果から, ひび割れが卓越している P1~P3 径間の下床版および張出床版下面のひび割れ調書を抜粋したものである. 最大ひび割れ幅が 0.8mm に達する P2~P3 径間の交差道路上部 (図 3.3.3 の剥落防止工が行われている部分) は, 先行施工された両側の主桁を場所打ちにより連結しており, 自身の

収縮が強く拘束されたと考えられる（詳細は6章参照）。なお、P4～P6 径間のプレテンション桁については、工場で製作した主桁部分にはひび割れが生じていない。

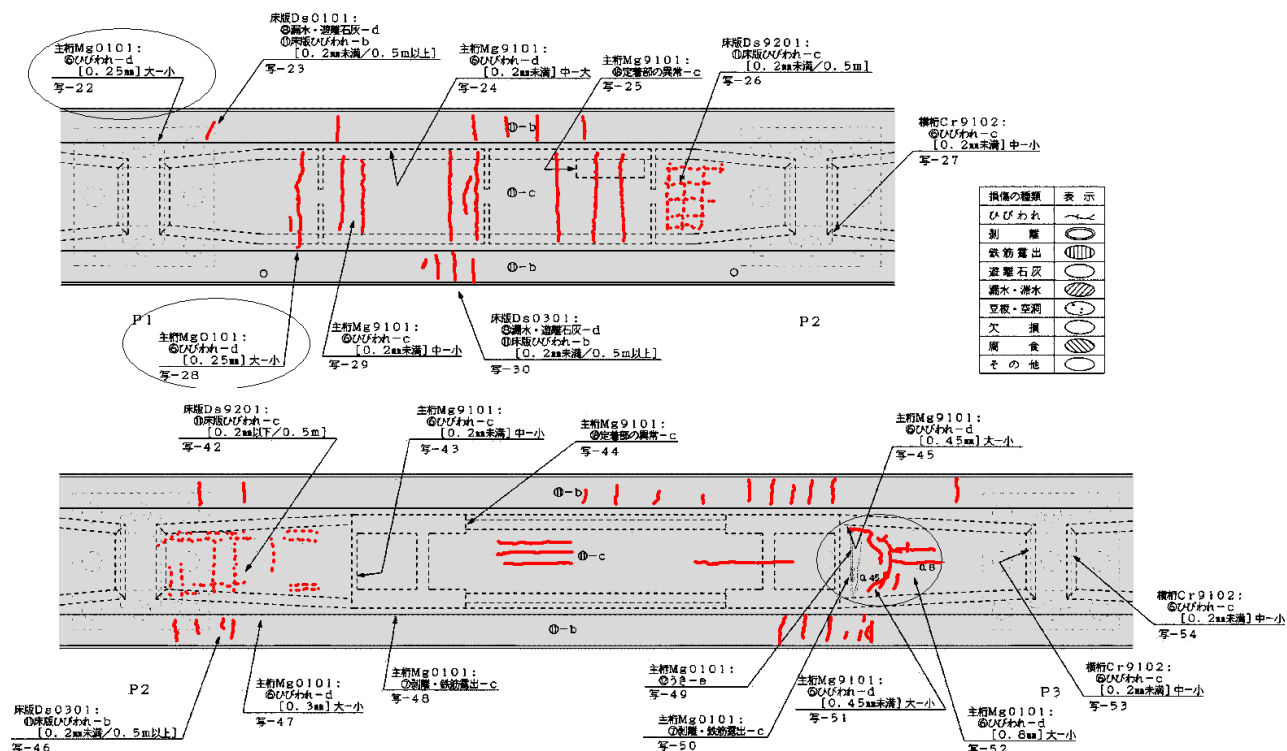


図 3.3.4 上部工変状図

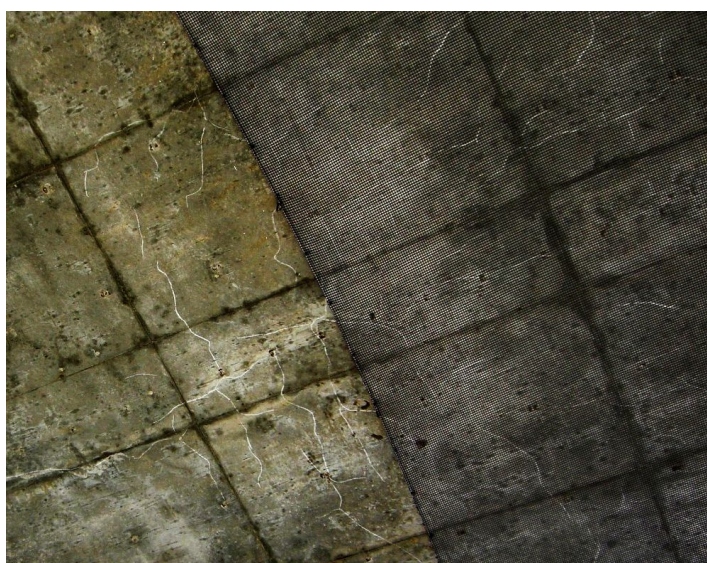


写真 3.3.1 下床版下面 剥落防止工近傍に生じたひび割れ (画像処理で強調)

(2)Y 橋 (PC4 径間連続箱桁橋+PC2 径間連結プレテン T 桁橋)

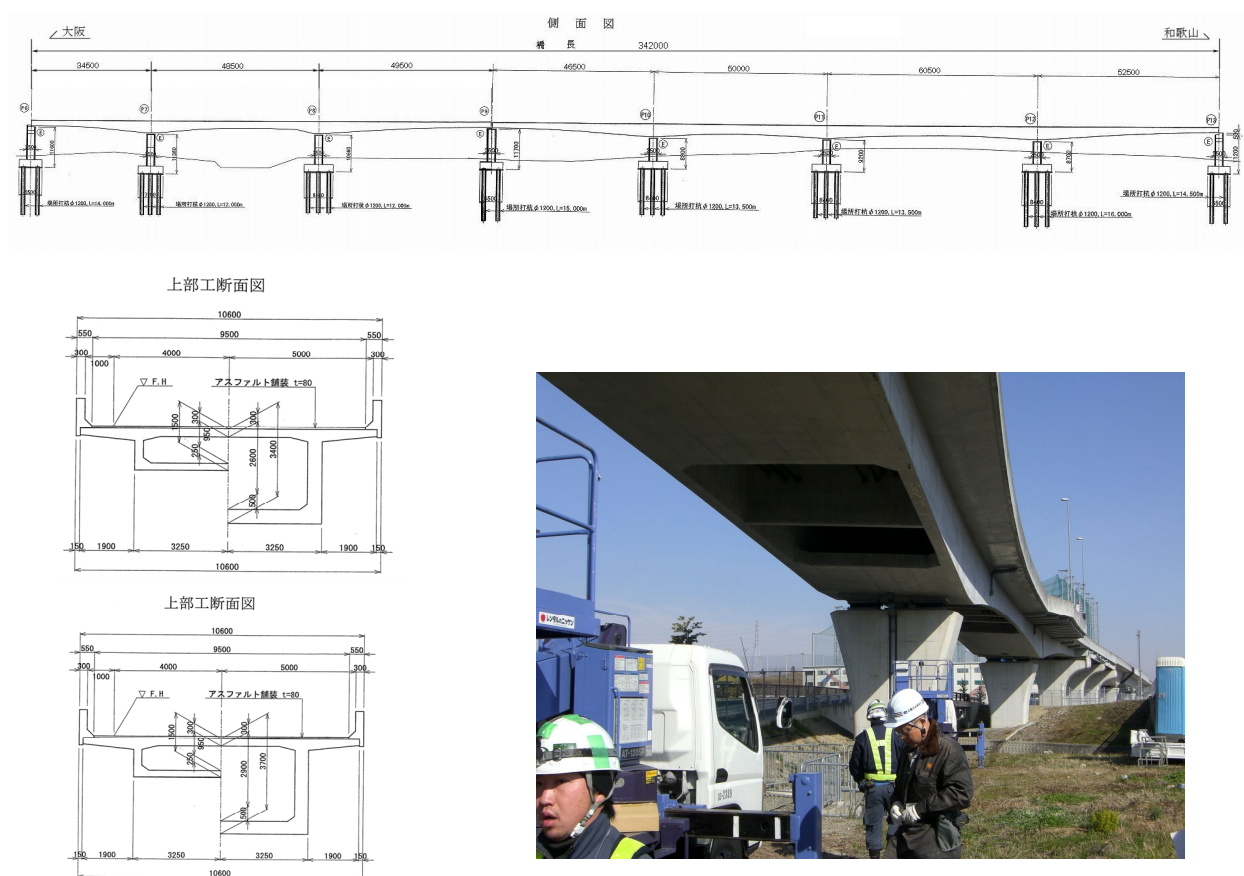


図 3.3.5 構造図と全景(単位:mm)

重量軽減のため、支点部近傍の圧縮域にある下床版に開口を設けた構造形式である。主桁・床版のひび割れは、P12 近傍で幅 0.35mm のものが記録されているが、概ね 0.2mm 未満で軽微である。横桁では、シーすに沿ったひび割れが報告されており、幅は概ね 0.2mm であるが、P12 では幅 0.5mm のものが記録されている。横桁のひび割れは、乾燥収縮を PC 鋼材が拘束したことで生じた可能性が考えられる。一方、非常駐車帯部の張出床版については(図 3.3.6 上)、乾燥収縮をリブが拘束したことが原因と考えられるが、P9 近傍下床版に橋軸方向に伸びるひび割れや(図 3.3.6 下)、ウェブに橋軸方向に伸びるひび割れ(写真 3.3.2)のように、形状だけで原因の推定が困難なものも存在する。

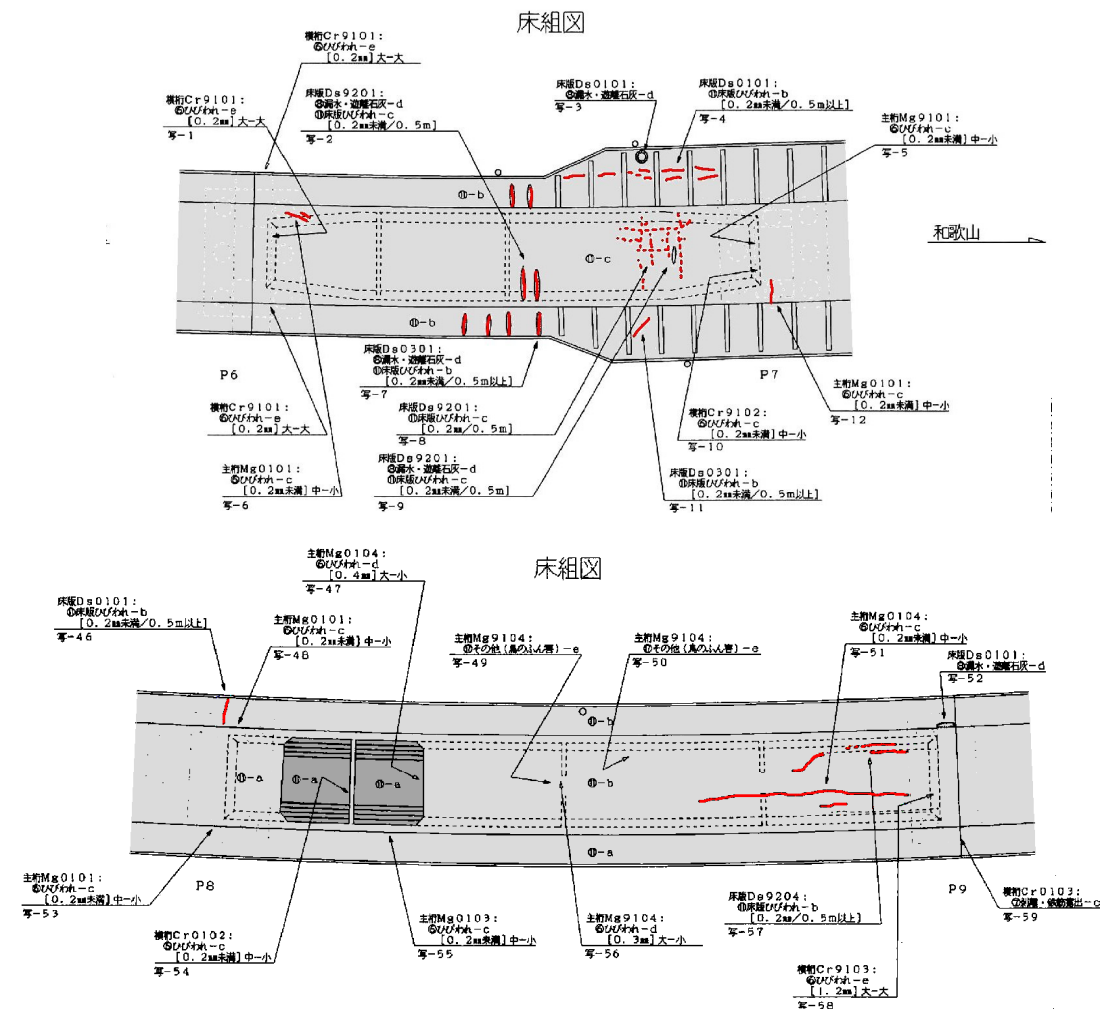


図 3.3.6 上部工変状図



写真 3.3.2 ウェブ橋軸方向のひび割れ

(3)J 橋 (PC5 径間連結プレテン T 桁橋+5 径間連続プレビーム桁橋
+PC5 径間連結プレテン T 桁橋+3 径間連続プレビーム桁橋
+PC4 径間連結プレテン T 桁橋)

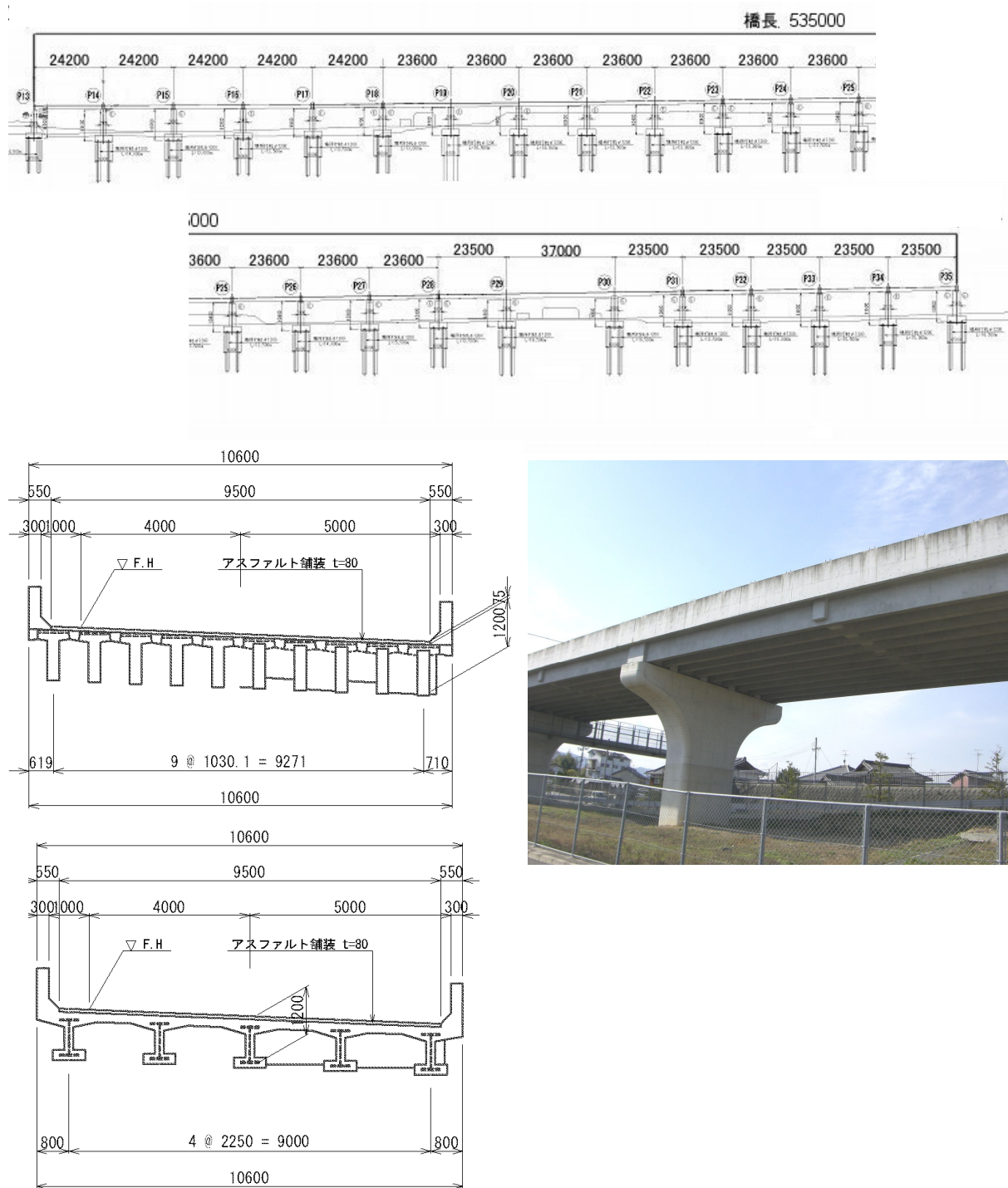


図 3.3.7 構造図と全景(単位:mm)

プレテン T 桁とプレビーム桁で構成される。プレビーム工法とは、工場で強制変形（プレフレクション）させた鋼 I 桁の下フランジをコンクリートで巻き立て、その後、変形を解放（リリース）することでコンクリート部分にプレストレスを導入するものである。連続桁の場合には、連

結部下フランジのコンクリートは場所打ちするが、カウンターウェイト等を用いたプレフレクションにより、やはりプレストレスの導入が可能である。

J 橋主桁のひび割れは、このプレキャスト桁の上床版に集中しており、工場製作された桁に変状は見られない。ひび割れは、幅 0.3mm で橋軸直角方向に 50cm 間隔でハンチ部に発生しているもの、微細で亀甲状に 20cm 間隔で床版中間部に発生しているものに大別される（図 3.3.8：変状は床版全域に及んでおりスケッチはその一部を示す）。横桁にもひび割れが多数発生しており、最大幅は 0.3～0.4mm と記録されている（図 3.3.8 右下）。

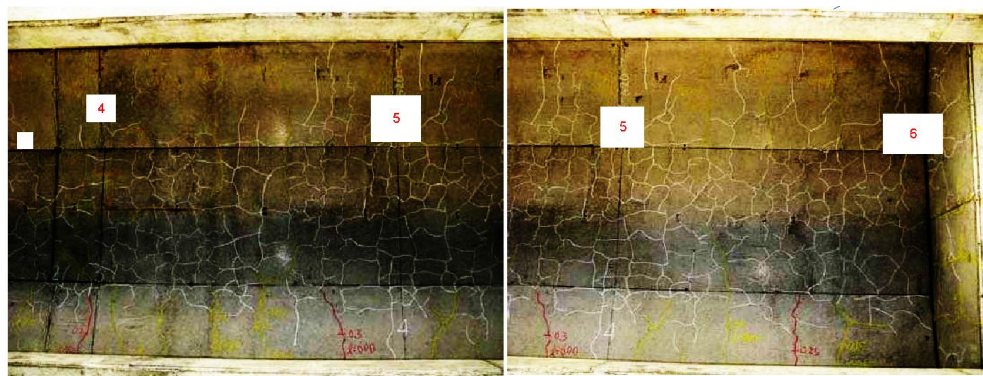
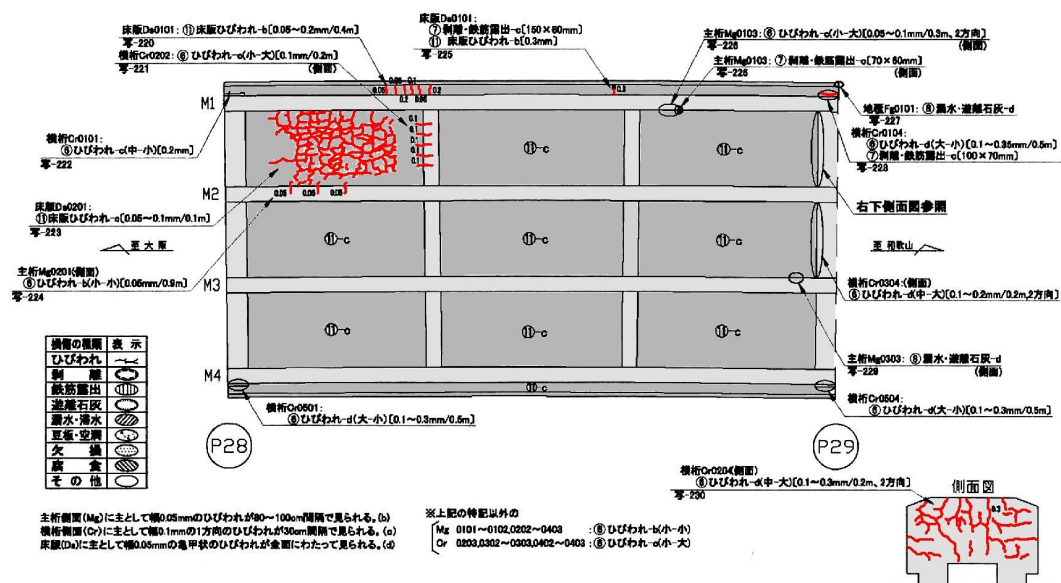


写真 3.3.3 床版下面のひび割れ(画像処理で強調)

(4)U 橋 (3 径間連続プレビーム桁橋+PC5 径間連結プレテン T 桁橋+PC3 径間連続箱桁橋)

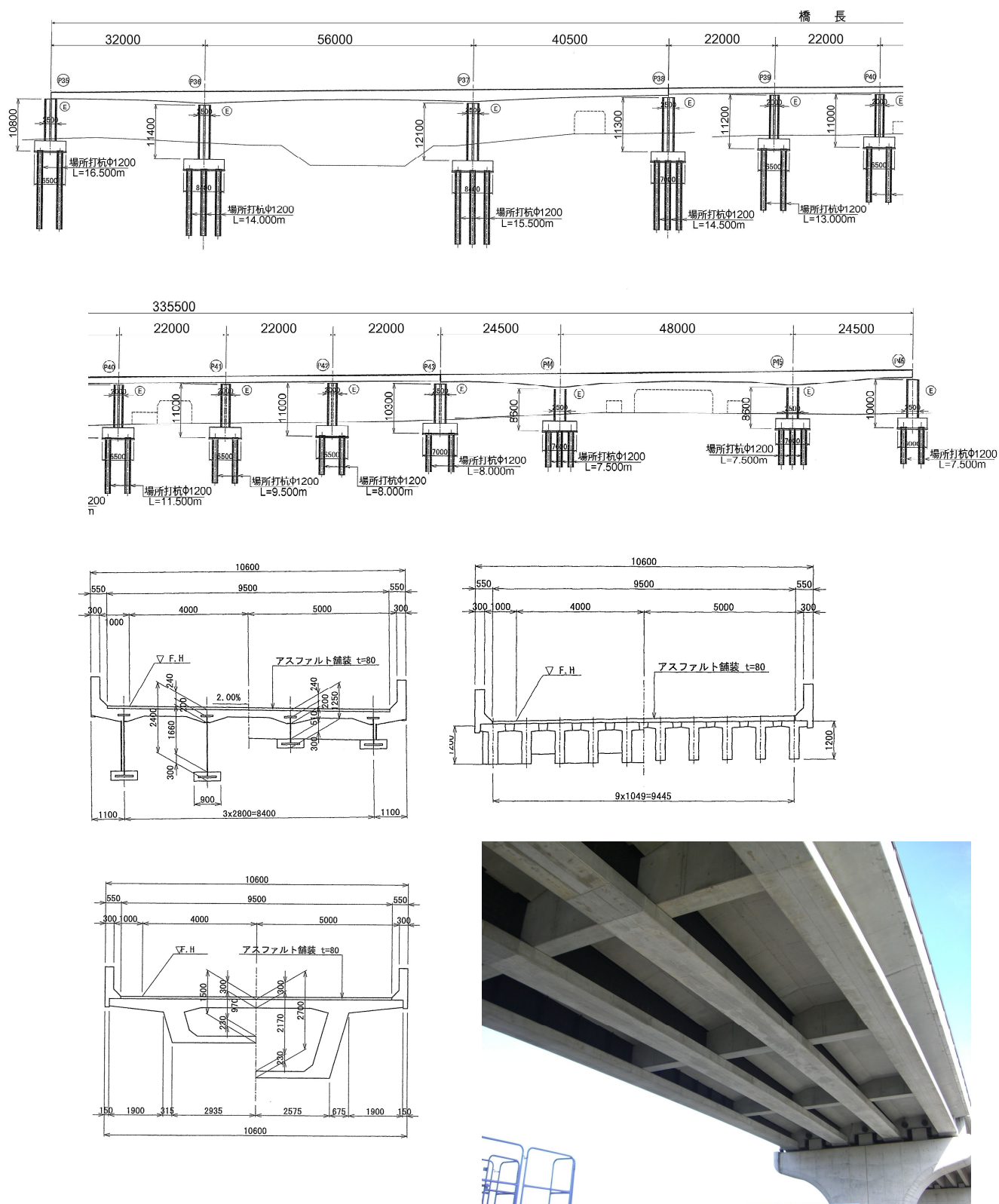


図 3.3.9 構造図と全景(単位:mm)

プレビーム桁, プレテン T 桁, ポステン箱桁から構成されるが, 主桁のひび割れは場所打ちコンクリート部に集中しており, 工場製作された桁に変状は見られない. プレビーム桁の下フラン

ジに橋軸直角方向（一部、格子状）のひび割れ（図 3.3.10），箱桁橋の下床版に橋軸方向のひび割れが記録されているが，ひび割れ幅は前者が 0.2mm 未満，後者が 0.2mm と軽微である．プレビーム桁の下フランジのコンクリートは概ね，工場で打設されているため，乾燥収縮より荷重作用による可能性が高い．なお，箱桁下床版のひび割れも，Y 橋と同様，形状だけで原因が特定できないものがある．また，横桁，床版にも全橋に渡り 0.2mm 未満のひび割れが生じている．

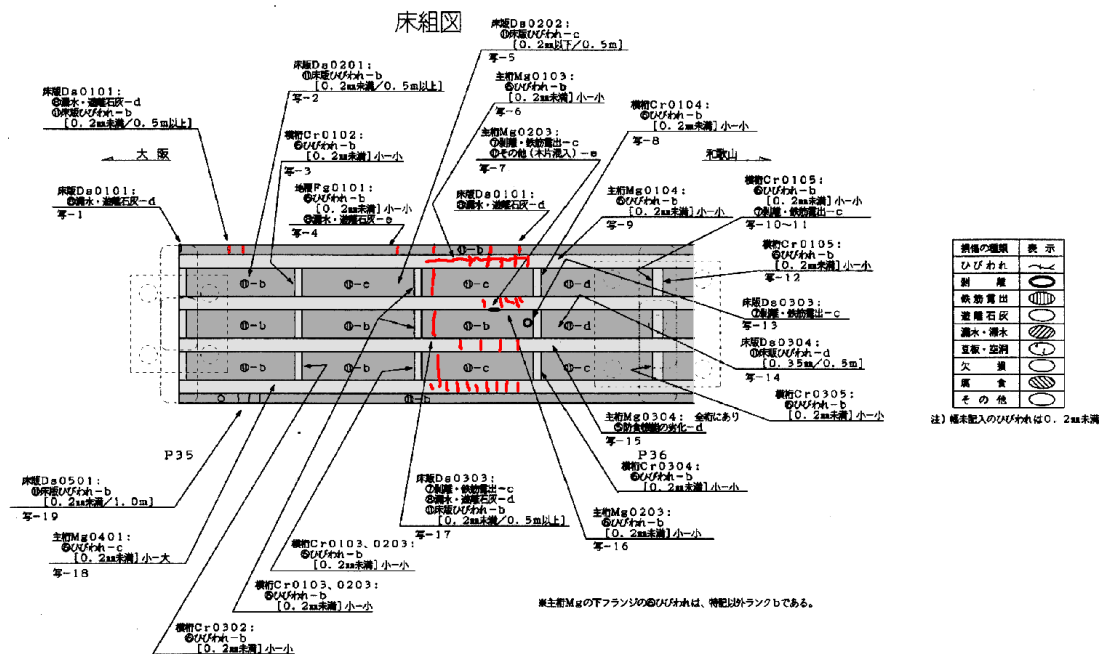


図 3.3.10 上部工変状図

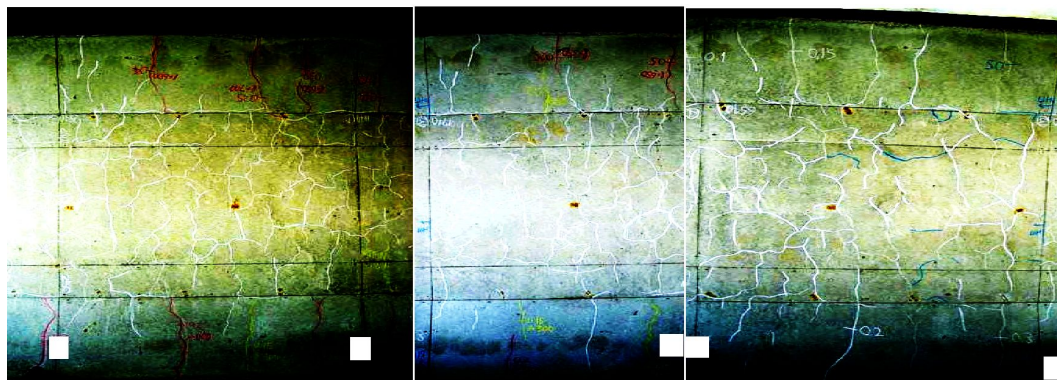


写真 3.3.4 床版下面のひび割れ(画像処理で強調)

3.4 JIS 試験と実構造物における収縮ひずみの相違

3.4.1 JIS 試験における標準的な収縮ひずみ

コンクリート標準示方書で示される乾燥収縮ひずみは材料特性のひとつであり、望ましくない方向への変動、供試体と構造物中との差異、経時変化等の影響は材料係数（安全性において 1.3 等）で表現される²¹⁾。これは、乾燥収縮度（乾燥収縮ひずみ）ではなく、許容応力度の方に材料や力学的性質、強度のばらつきを考慮する道路橋示方書²²⁾においても同じである。このように、設計で規定する乾燥収縮ひずみの特性値は、通常、種々のばらつきを考慮しない標準的な値とされている。以上より、「標準的でない」収縮ひずみを示すコンクリートを使用する場合で、設計的な対応を行う必要がある場合には、設計用の収縮ひずみを大きくする必要がある。これには、特性値そのものを見直すほか、材料係数を大きく設定する方法が考えられる。こうした考え方は、2007 年版のコンクリート標準示方書において明記されており、大きな収縮ひずみを示すコンクリートを使用する可能性がある場合には、収縮ひずみの予測式により算定される値を 1.5 倍することにより求めてよいとされていた²³⁾。収縮ひずみの大きさそのものについては、同じく 2007 年版コンクリート標準示方書において、「JIS A 1129 試験で、 1000×10^{-6} を超えるコンクリートはほとんどない」、「式（解 5.2.4）などによる収縮ひずみの最終値の最大値は、 800×10^{-6} 程度である」の記述があり、JIS 試験における収縮ひずみの上限値は、通常のコンクリートで $800 \sim 1000 \mu$ 程度であるとの見解が示されている。なお、2012 年の改訂で、これらの記述は全て削除されている。また、3.2 で述べたように、日本建築学会では使用するコンクリートの収縮ひずみは 800×10^{-6} 以下を標準とすることが定められている。

図 3.4.1 は、3.2 で紹介した国土交通省 近畿地方整備局による事務連絡通達後に、設計基準強度 30N/mm^2 以上のコンクリートを対象に実施された JIS 長さ変化試験 100 件の結果をまとめたものである。26 週の試験値は平均で 644μ となっており、正規分布に従うとした場合、 800μ の超過確率は 12% となる。事務連絡の通達以降、生コン工場で粗骨材を石灰石碎石に変更する事例が多く見られたこともあり、100 件のデータを提供した工事について乾燥収縮による変状が生じたという報告がなされていない。以上より、地域性の問題はあるものの、わが国の PC 上部工に使用される標準的なコンクリートの収縮ひずみは平均で 650μ 程度であり、上限値は概ね 800μ 程度と考えられる。

以上より、JIS 試験における 26 週の試験値 800μ を、本論文では標準的な収縮ひずみの上限値と考えることにする。もっとも、この値は新しい知見が得られれば、当然見直されるべきものである。

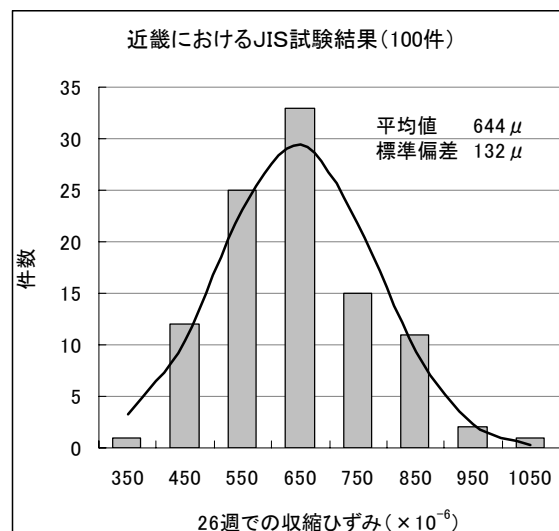


図 3.4.1 JIS 試験 100 件の結果
(データ提供:近畿地方整備局 近畿技術事務所)

3.4.2 JIS 試験と実構造物に生じる収縮ひずみとの関係

2.3.3 設計上の限界乾燥収縮ひずみで述べたとおり、実構造物に生じる収縮ひずみが設計で仮定している値の2倍に達しても、設計的な対応は可能である。しかし、JIS 試験において 800μ が標準的な収縮ひずみであったとしても、その2倍で $1,600\mu$ の収縮ひずみを示すコンクリートまでは安全であると短絡的に考えることはできない。それは、標準的なコンクリートを使用して施工された構造物に実際に生じる収縮ひずみが、必ずしも設計で仮定している収縮ひずみと同じであるとは限らず、JIS 試験結果が $1,600\mu$ のコンクリートを使用した場合には、設計で仮定している値の2倍を上回る収縮ひずみが生じる可能性があるためである。例えば道路橋示方書では、「実際の乾燥収縮度は条文に規定する値よりも大きい。しかし、乾燥収縮によって生じる不静定力はコンクリートのクリープのために弾性理論で計算した値よりもかなり小さくなるので、コンクリートの乾燥収縮度は 15×10^{-5} の値を用いることとしている。」²⁴⁾とあり、設計用の収縮ひずみが構造物に生じる標準的な収縮ひずみより小さいことを述べている。以上より、乾燥収縮に対する設計的な対応を行うためには、まず、実構造物における標準的な収縮ひずみを知る必要があり、このためにはJIS 試験結果と実際の収縮ひずみとの相関を把握する必要があると考えられる。

JIS 試験と実際の構造物では、着目する乾燥材齢が同じでも、生じる収縮ひずみは異なるのが一般的である。両者に差をもたらす要因としては、以下が挙げられる。

- a)部材寸法の影響
- b)鉄筋の影響
- c)構造の影響（支点や下部工による拘束、部材間の拘束）
- d)環境の影響（相対湿度、外気温、雨露の影響）
- e)施工の影響（部材間の材齢差による拘束、品質のばらつき、初期欠陥）

それぞれの影響については、a)～c)のように比較的簡単に検証することが可能なものもあるが、d)、e)のように検証が困難なものもある。したがって、実構造物に生じる乾燥収縮ひずみは、実構造物または実構造物に相当する規模の大型供試体の実測値や実験値に基づき検証する必要があると考えられる。

3.4.3 実構造物の収縮ひずみが JIS 試験値と異なる理由

(1)部材寸法の影響

乾燥収縮はコンクリート部材の断面積が大きいほどゆっくりと進行する。乾燥収縮が、コンクリート内部の水分の逸散のみに依存するとすれば、同じ配合のコンクリートの最終的な収縮ひずみは部材の大きさに関わらず一定になるが、2.2.3 で述べたとおり、諸外国の基準でも、仮想部材厚さや体積表面積比により最終ひずみが異なるとしている場合が多い。

ここで、2012 年制定コンクリート標準示方書改訂資料によると、養生中の積算温度が高くなると、乾燥収縮ひずみの最終値が低下することが述べられている²⁵⁾。これより、部材寸法が大きい構造物は小さい構造物に比べ、水和熱によるコンクリートの温度上昇量が大きく、乾燥収縮ひずみが小さくなるが、同改訂資料によると「示方書の予測式では安全側となるようそれらの影響を考慮していない」とされている。

表 3.4.1 は、2.2.3 で紹介した各基準による計算結果である（相対湿度 RH は 60%で統一）。これ

によると，ACI，DIN，道路橋示方書，2007 年版コンクリート標準示方書，2012 年版コンクリート標準示方書の解 3.3.13 では， $V/S=250\text{mm}$ （実構造物規模）の最終ひずみは $V/S=25\text{mm}$ （JIS 供試体規模）の最終ひずみの 35%～85%となっている．一方，CEB/FIP と 2012 年版コンクリート標準示方書の解 2.2.2 では，両者に差が生じていない．

表 3.4.1 各国基準による体積表面積比の影響度

| | | 計算条件 | | | 最終ひずみ (× 10 ⁻⁶) | | | | |
|-------------------------------|---------|------------|-----------|------|---|------------------------------|--------------------------------|----------------------|---------|
| | | 相対湿度 | 強度 | セメント | 配合 | V/S =250mm | V/S =25mm | 比率 | |
| CEB/FIP | | RH =60% | 36 Mpa | 早強 | --- | 616 | 616 | 1.00 | t=100 年 |
| | | | | | | 554 | 616 | 0.90 | |
| ACI | | | --- | --- | スランプ 12cm 細骨材率 42% c=380kg/m ³ air=4.5% | 214 | 620 | 0.35 | |
| DIN | | | --- | --- | --- | 299 | 449 | 0.67 | |
| 道路橋示方書 | | | --- | --- | --- | 254 | 578 | 0.44 | |
| 2007 年コンクリート 標準示方書 | | | --- | --- | w=165kg/m ³ | 281 | 757 | 0.37 | |
| 2012 年 コンクリート 標準 示方書 | 解 2.2.2 | | --- | --- | w=165k/m ³ c/w=2.30 ρ =2.35g/cm ³ S=750kg/m ³ G=1,000kg/m ³ 細骨材吸水率 2.0% 粗骨材吸水率 1.0% | (d=1000mm) 733 | (d=100mm) 733 | 1.00 | t=100 年 |
| | | | | | 715 | 733 | 0.98 | | |
| | | 解 3.3.13 | --- | --- | w/c=43.4% | 319(乾燥) 498(自己) 817(計) | 377(乾燥) 639(自己) 1,016(計) | 0.85 0.78 0.80 | |

(2)鉄筋の影響

鉄筋はコンクリートと線膨張係数が近く，温度による変形に対しては抵抗しないとされるが，乾燥収縮に対しては拘束体として機能する．したがって，収縮方向に鉄筋を有する実構造物は，無筋の JIS 供試体と比べて乾燥収縮ひずみが小さくなる．

図 3.4.2 は，鉄筋拘束の影響を模式的に示したものである．鉄筋拘束を考慮した収縮ひずみは，同図に従い次式で求められる．

$$\varepsilon_b(t) = \varepsilon_{sh}(t) / (1 + n \cdot p)$$

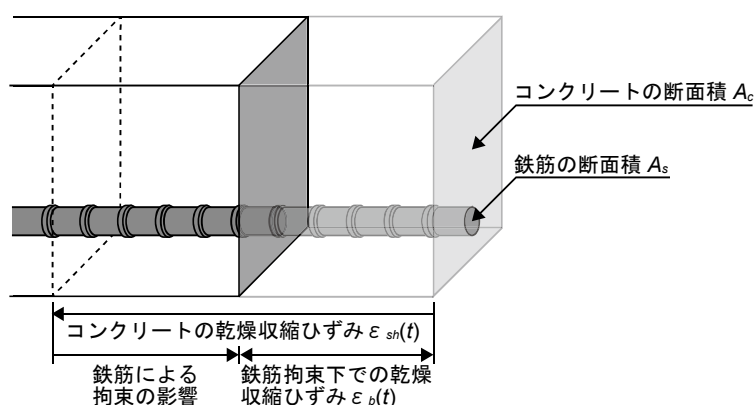


図 3.4.2 乾燥収縮ひずみに鉄筋が与える影響

$\varepsilon_{sh}(t)$: 乾燥材齢 t 日におけるコンクリートの自由収縮ひずみ

n : ヤング係数比

$$n = E_s / E_{ce}$$

E_s : 鉄筋のヤング係数

E_{ce} : コンクリートの有効ヤング係数

$$E_{ce} = E_c / (1 + \rho \cdot \phi)$$

E_c : コンクリートのヤング係数

ρ : 材齢係数 一般的に $\rho = 0.8^{26)}$

ϕ : クリープ係数

p : 鉄筋比

$$p = A_s / A_c$$

クリープ係数は、標準的なプレストレストコンクリートの場合、 $\phi = 1.4$ から 3.1 の範囲にあると考えられる²⁷⁾。したがって、 $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 、 $E_c = 2.98 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ （設計基準強度 36N/mm^2 のコンクリート相当）とし、クリープ係数 ϕ と鉄筋比 p を変化させて計算すると、

$p = 0.5\%$ の場合 : $\varepsilon_b(t) / \varepsilon_{sh}(t) = 0.94$ ($\phi = 1.0$), 0.92 ($\phi = 2.0$), 0.90 ($\phi = 3.0$)

$p = 1.0\%$ の場合 : $\varepsilon_b(t) / \varepsilon_{sh}(t) = 0.89$ ($\phi = 1.0$), 0.85 ($\phi = 2.0$), 0.81 ($\phi = 3.0$)

となる。これより、鉄筋の影響で収縮ひずみは概ね $80 \sim 95\%$ に低減すると考えられる。

一方、表 3.4.2 は、2007 年版コンクリート標準示方書に従い、無筋コンクリートの収縮ひずみと鉄筋比 1% の場合の収縮ひずみを比較した結果である。これによると、鉄筋比が 1% の場合、収縮ひずみは 80% 前後に低減されている。

表 3.4.2²⁸⁾ コンクリート標準示方書による鉄筋拘束を考慮した収縮ひずみ

| | 環境条件 | コンクリートの材齢 | | | | |
|-----------|------|-----------|------|-----|-----|------|
| | | 3日以内 | 4～7日 | 28日 | 3ヶ月 | 1年 |
| 無筋 | 屋外 | 400 | 350 | 230 | 200 | 120 |
| | 屋内 | 730 | 620 | 380 | 260 | 130 |
| 鉄筋比 1% | 屋外 | 340 | 290 | 180 | 160 | 120 |
| | 屋内 | 620 | 520 | 310 | 210 | 120 |
| 比率 (%) | 屋外 | 85% | 83% | 78% | 80% | 100% |
| | 屋内 | 85% | 84% | 82% | 81% | 92% |

(3)環境の影響

環境の影響は、相対湿度の影響と、雨露の影響に大別することができる。

ほかに外気温の影響（外気温が高いと乾燥が進行しやすい等）も考えられるが、長期にわたり進行する乾燥収縮は平均気温で検討すれば十分であり、また、外気温より湿度や雨露の影響が大きいとする既往の研究成果²⁹⁾も踏まえ、ここでは無視するものとした。

①相対湿度の影響

理科年表等によれば、わが国の相対湿度は北陸地方、東北地方、山陰地方で概ね高く、年平均

で 70%後半の地域が多い。一方、太平洋側、特に都市部は概ね低く、60%前半の地域が多くなっている。全国の年間平均は、およそ 70%程度であり、60%を下回る地域はほとんど存在していない。

一方、JIS 試験によると、恒温恒湿度室内で乾燥収縮ひずみを測定するため、相対湿度は 60%で一定である。わが国の場合、全国的に相対湿度は 60%より高いことから、実構造物の乾燥収縮は JIS 試験より進行しにくくなっている。

2.2.3 で紹介した基準類の収縮ひずみ予測式では、相対湿度の影響を考慮することができる。表 3.4.3 は、相対湿度 (RH) が 70%の場合と 60%の場合における、それぞれの乾燥収縮ひずみの最終値を比較したものである。これによると、相対湿度が 70%の場合の最終ひずみは、60%の場合の 50~85%程度に留まっている。

表 3.4.3 各国基準による相対湿度の影響度(計算条件は表 3.4.1 に同じ)

| | | 最終ひずみ(×10 ⁻⁶) | | | | | |
|---------------------------|----------------------------|---------------------------|------------|------|------------|------------|------|
| | | V/S=25mm | | | V/S=250mm | | |
| | | RH =70% | RH =60% | 比率 | RH =70% | RH =60% | 比率 |
| CEB/FIP | | 517 | 616 | 0.84 | 517 | 616 | 0.84 |
| ACI | | 542 | 620 | 0.87 | 187 | 214 | 0.87 |
| DIN | | 356 | 449 | 0.79 | 241 | 299 | 0.81 |
| 道路橋示方書 | | 417 | 578 | 0.72 | 189 | 254 | 0.74 |
| 2007 年コンクリート 標準示方書 | | 608 | 757 | 0.80 | 131 | 281 | 0.47 |
| 2012 年 コンクリート 標準示方書 | 解 2.2.2 | 549 | 733 | 0.75 | 549 | 733 | 0.75 |
| | 解 3.3.13 (長期たわみ 算定用) | 198 | 377 | 0.53 | 168 | 319 | 0.53 |

②雨露の影響

同一のコンクリートを使用し製作した供試体を、一方は温度 20℃、湿度 60%の恒温恒湿度室内に保管し、もう一方は屋外に暴露させ、乾燥収縮ひずみの比較を行った。コンクリートは呼び名が「30-10-20N」のレディーミクストコンクリートで、供試体の形状はφ50×100mm、φ75×150mm の円柱供試体と、100×100×400mm、150×150×530mm の角柱供試体の 4 種類とした。図 3.4.3 に、恒温恒湿度室内における各供試体の試験結果を示す。何れの最終ひずみも、800 μ から 1,000 μ 程度に漸近する比較的大きな値となっている。

図 3.4.4 は、恒温恒湿度室内に保管した供試体と、屋外暴露させた供試体の、それぞれの乾燥収縮ひずみを比較したものである。図中には、試験場所の 30 日あたりの累計降雨量を記載している。これによると、降雨量が増加する時期には、明らかに屋外暴露させた供試体の乾燥収縮ひずみが減少しており、乾燥収縮ひずみと降雨量には一定の相関が認められる。

最終的に湿潤膨張の状態となった $\phi 50 \times 100\text{mm}$ の円柱供試体のケースを除き、屋外暴露した供試体の乾燥材齢でおよそ1年の収縮ひずみは、恒温恒湿度室に保管した供試体に比べ1/4から1/2程度に減少している。供試体の断面寸法が大きくなるほど、降雨によるひずみの減少量は小さくなっており、実構造物ではどの程度の影響があるのか、現段階では明らかでない。

以上より、雨露の影響を直接受ける構造物の場合、乾燥収縮ひずみはJIS試験結果に比べ減少するが、その影響度は断面寸法ごとに異なることが分かった。

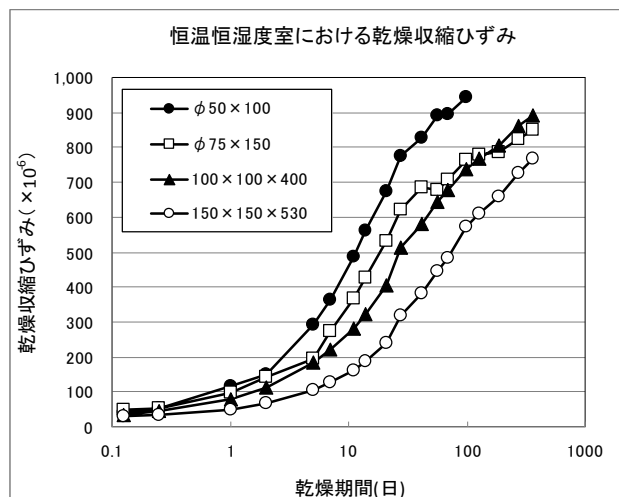


図 3.4.3 各供試体の乾燥収縮ひずみ

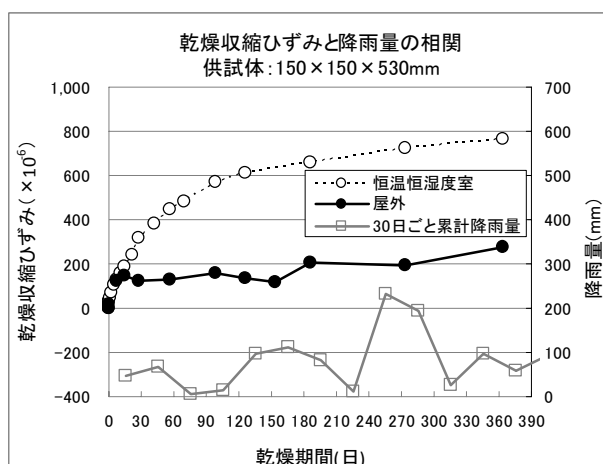
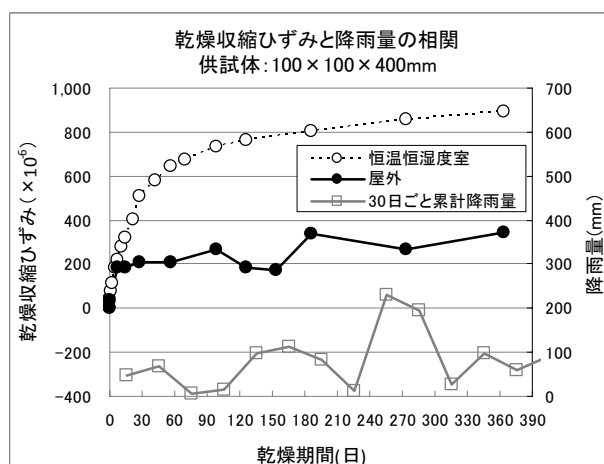
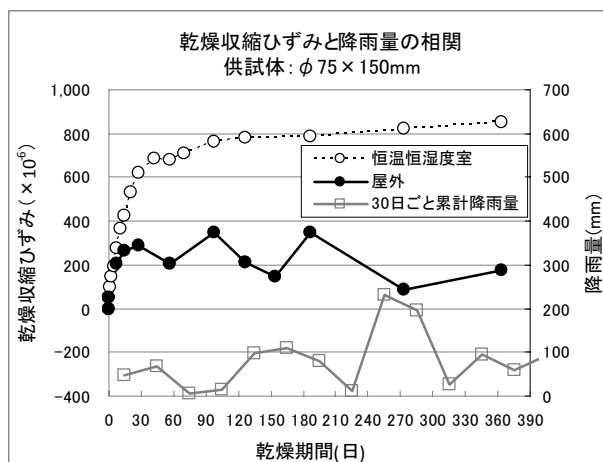
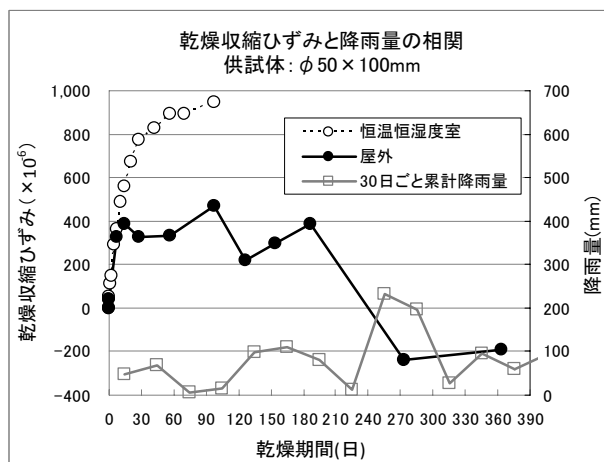


図 3.4.4 雨露が及ぼす影響(恒温恒湿度室内保管と屋外暴露との比較)

(4)まとめ

以上をまとめると、実構造物に作用する乾燥収縮ひずみの最終値は、JIS 試験結果に対し以下の比率程度になる可能性がある。

- ・部材寸法の影響 0.35～0.85（PC 上部工を対象とした各国基準の予測式の範疇）
- ・鉄筋の影響 0.80～0.95（鉄筋比 0.5～1.0%，クリープ係数 $\phi=1.0\sim3.0$ における理論解）
- ・相対湿度の影響 0.50～0.85（各国基準による RH=60%と RH=70%との対比）
- ・雨露の影響 0.25～0.50（小型供試体における屋外と屋内との対比）

これらの影響因子がそれぞれ独立に作用すると仮定した場合、実構造物に生じる収縮ひずみは雨露の影響を除いても、JIS 試験結果に対し 15%から 70%程度の範囲に留まることが予想される。

ただし、以上の議論は、基準の予測式や小型供試体の試験結果に基づく推論であり、実構造物や実物大の供試体に生じる収縮ひずみを測定し、検証を行う必要がある。

3.5 まとめ

本章では、実際に施工された PC 上部工の調査結果から、主構造や付属物に生じている変状の評価と原因分析を行った。この結果、乾燥収縮が原因で生じたと断定される変状は少ないか、あっても変状の程度が軽微であることを明らかにした。しかし同時に、垂井高架橋や第二阪和国道の橋梁群など、大きな乾燥収縮ひずみが原因で、顕著な変状が生じた PC 上部工が存在することも報告した。これらの構造物は、道路橋示方書に従い適切な設計・施工がなされていたと報告されている。また、何れの橋梁も橋体の完成後、数年で（垂井高架橋の場合には供用前に）ひび割れが生じており、ひび割れの発生時期とその形状から構造ひび割れでないことは明らかである。したがって、これらの構造物に生じた変状は、当時の基準で予見することが困難であったと判断される。

また、本章では、JIS 試験と実構造物に生じる乾燥収縮ひずみの差について検討を行った。部材寸法の影響、鉄筋の影響、環境の影響等により、実構造物に生じる乾燥収縮ひずみは、JIS 試験結果の 15～70%に留まるという可能性が示唆されたが、実際に収縮ひずみを測定し検証する必要があると考えられる。

次章では、JIS 試験で大きな乾燥収縮ひずみを示すコンクリートと、乾燥収縮ひずみが標準的なコンクリートを使用し、PC 上部工を模して製作した実物大供試体の収縮ひずみの計測結果を報告する。実構造物に生じている乾燥収縮ひずみを JIS 試験結果、および基準による設計値と比較することで、乾燥収縮により PC 上部工に生じた変状に関する基礎的な情報を得るものとする。

【参考文献】

- 1) 玉越隆史，小林 寛，武田達也，平塚慶達：道路橋の健全度に関する基礎的調査に関する研究 ―道路橋に関する基礎データ収集要領（案）―，国総研 資料第 381 号，2007.
- 2) 国土交通省 国土技術政策総合研究所，社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 道路橋の健全度評価の高度化に関する共同研究，国総研資料第 613 号，2010.
- 3) 日本コンクリート工学協会：コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針，3.3 標準調査

に基づく原因推定の手順, pp45, 2009.

- 4) 日本コンクリート工学会：コンクリート構造物のクリープおよび収縮による時間依存変形研究委員会資料
- 5) 土木学会：施工性能にもとづくコンクリートの配合設計・施工指針（案），資料編 第4章 コンクリート材料の変遷, pp 資料-36, 2007.
- 6) 土木学会：垂井高架橋損傷対策特別委員会 中間報告書, 2005.
- 7) 土木学会：垂井高架橋損傷対策特別委員会 最終報告書, 2008.
- 8) 土木学会：垂井高架橋損傷対策特別委員会 中間報告書, 3.2.1 原因の究明, pp14, 2005.
- 9) 土木学会：垂井高架橋損傷対策特別委員会 中間報告書, 3.2.1 原因の究明, pp10, 2005.
- 10) 土木学会：コンクリート標準示方書, 設計編：本編, 5.2.8 収縮, pp45, 2007.
- 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説, 2006.
- 12) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事, 3.8 ヤング係数・乾燥収縮率および許容ひび割れ幅, pp11, pp185, 2009.
- 13) 土木学会：第二阪和国道の橋梁損傷対策検討特別委員会 報告書, 2010.
- 14) 土木学会：第二阪和国道の橋梁損傷対策検討特別委員会 報告書, 8-2 乾燥による収縮ひび割れ制御の流れ, pp241, 2010.
- 15) 土木学会：第二阪和国道の橋梁損傷対策検討特別委員会 報告書, 8-3-3 対策フロー, pp244, 2010.
- 16) 日本コンクリート工学協会近畿支部：性能評価型コンクリートに関する調査研究委員会報告書 ー乾燥収縮および収縮ひび割れ, 2008.
- 17) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの収縮問題とその対応 ー委員会中間報告書およびパネルディスカッションー, 2009.
- 18) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの収縮問題検討委員会報告書, 2010.
- 19) 土木学会：コンクリート技術シリーズ 93, 構造物の設計におけるコンクリートの収縮の考慮, 2010.
- 20) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編, 5.2.8 収縮, pp47, 2007.
- 21) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編, 4.5 安全係数, pp26, 2012.
- 22) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, IIIコンクリート橋編（平成24年3月）, 3.1 一般, pp124, 2012.
- 23) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編, 5.2.8 収縮, pp45, 2007.
- 24) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, IIIコンクリート橋編（平成24年3月）, 2.2.5 コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響, pp43, 2012.
- 25) 土木学会：コンクリートライブラリー138, 2012年制定コンクリート標準示方書改訂資料, [設計編] 3.2.1 部材の収縮ひずみの予測式, pp67, 2012.
- 26) コンクリート構造物のクリープと乾燥収縮, H・リュッシュ+D・ユンクビルド共著, D篇：計算例, 2.2 Trost 及び Bažant の方法, pp129, 1976.
- 27) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：標準, 8編 プレストレストコンクリート, 4.2 曲げモーメントおよび軸方向力による材料の設計応力度, pp399, 2012.
- 28) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編, 5.2.8 収縮, pp48, 2007.
- 29) 大塚 歩, 三浦 千佳子, 浅本 晋吾, 睦好 宏史：屋外暴露されたコンクリートの収縮性状に対する日射および降雨の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp501-506, 2008.

4章 実物大供試体における乾燥収縮ひずみ

4.1 実験の目的

3.4 で検討したとおり，実構造物に生じる乾燥収縮ひずみは，部材寸法，鉄筋，相対湿度，雨露等の影響により，JIS 試験で測定される乾燥収縮ひずみと異なる．通常，実構造物に生じる乾燥収縮ひずみは JIS 試験結果より小さくなるが，JIS 試験で相当大きい乾燥収縮ひずみを示すコンクリートを使用した場合，実構造物に生じる乾燥収縮ひずみも相応に大きなものとなる．2.3 では，PC 上部工に生じる乾燥収縮ひずみが設計で仮定した値の 3 倍に及ぶと，道路橋示方書において設計が成立しなくなる可能性があることを示した．実構造物に生じる乾燥収縮ひずみと JIS 試験結果との関係を把握することは，JIS 試験で大きな乾燥収縮ひずみを示すコンクリートを使用する場合に，構造の安全性を議論する上で重要な意味を持つ．

また，乾燥収縮があまり進行していないと考えられる若い材齢で，ひび割れ等の変状が生じた PC 構造物が存在することも 3.3 で述べた．こうした変状は，現行の基準類に則って予測することは困難である．6章で詳述するとおり，ひび割れは断面内の水分分布の不均一さによる内部拘束応力を原因としている可能性が高い．再発防止の観点から，計測により変状のメカニズムを明らかにすることの意義は高いと考えられる．

以上より，実際の PC 箱桁橋を模した実物大の供試体を各種条件により複数個製作し，測定される乾燥収縮ひずみと JIS 試験結果，および基準による予測値との関連性について検証することとした．供試体や実構造物で同様の計測を行った研究例はこれまでいくつか存在するが^{1), 2), 3), 4)}，これほど大がかりな計測を実施するのはわが国で初めてのケースと考えられる．

4.2 実験の概要

4.2.1 対象橋梁



写真 4.2.1 PC 方杖ラーメン箱桁橋 全景

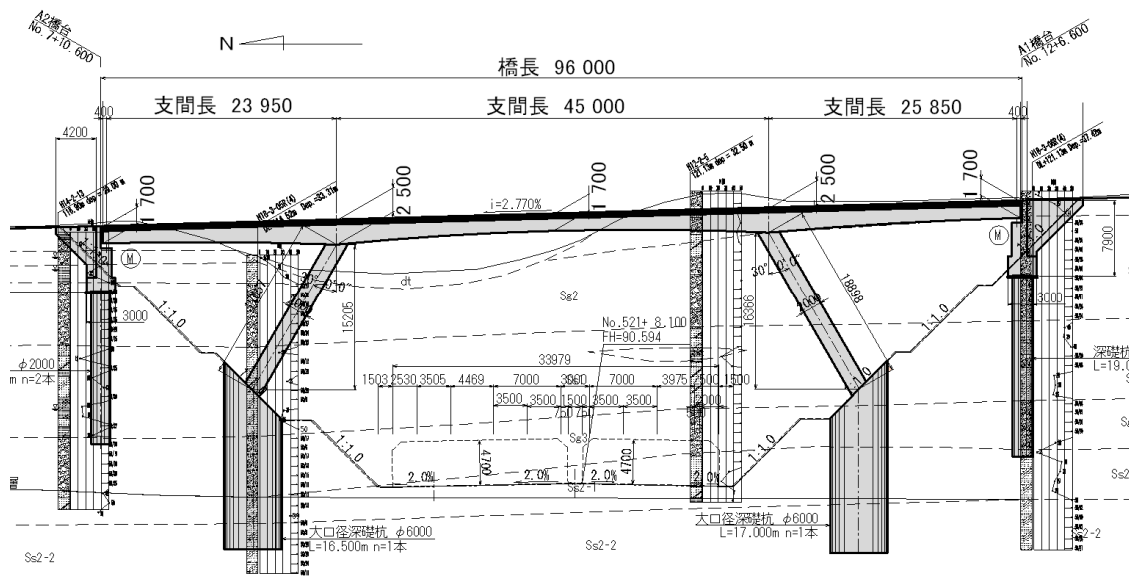


図 4.2.1 PC 方杖ラーメン箱桁橋 構造一般図(単位:mm)

和歌山県に 2011 年に建設された PC 方杖ラーメン箱桁橋 (写真 4.2.1, 図 4.2.1) を対象とした。この橋梁は当初、架橋位置まで運搬可能なレディーミクストコンクリートの乾燥収縮ひずみが JIS 試験で約 $1,000\mu$ と大きく、実物大供試体を同時に打設し、乾燥収縮ひずみの影響について長期間モニタリングする計画であった。しかし、実橋のコンクリートは最終的に粗骨材が石灰石碎石に変更され、乾燥収縮ひずみは JIS 試験で約 600μ と小さくなった。このため、供試体のコンクリートの粗骨材には、変更前の硬質砂岩碎石と石灰石碎石の 2 種類を使用し、乾燥収縮ひずみを比較計測することとした。

4.2.2 供試体の形状と寸法

実橋も、部材に埋め込んだひずみゲージ等の計測機器で乾燥収縮ひずみを測定するが、完成後は橋台から側径間の中間横桁部までしか進入できなくなることから、図 4.2.2 に示す位置を計測対象とした。

供試体は、断面がこの部分と同一のタイプ (箱桁供試体と称する)、ウェブ部分のみを表現したタイプ (角柱供試体と称する) の 2 種類とし、断面と直交方向の長さ (橋軸方向長さ) は桁高と同じ 1,700mm とした (図 4.2.3)。

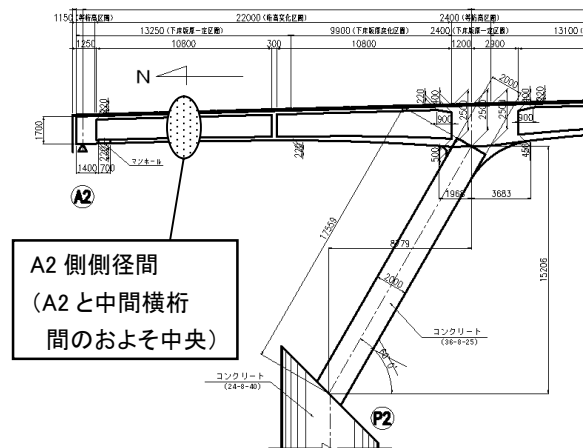


図 4.2.2 実橋計測位置(単位:mm)

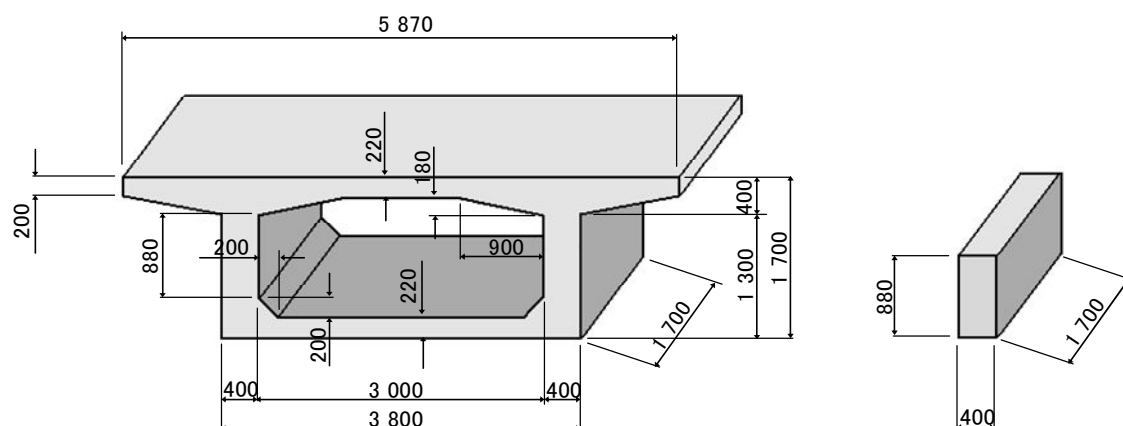


図 4.2.3 供試体の寸法(左:箱桁供試体, 右:角柱供試体)(単位:mm)

4.2.3 配合

表 4.2.1 配合(36-12-20H)

| 配合 NO | 粗骨材の 最大寸法 G _{max} (mm) | 水セメ ント比 W/C (%) | 空気量 (%) | 細骨 材率 s/a (%) | 単位量(kg/m ³) | | | | | | |
|----------|--|--------------------------|------------|------------------------|-------------------------|---------------|-------------------|-----|-----|-------|-----|
| | | | | | 水 W | セメ ント C | 混和 材料 EX,RA | 細骨材 | | 粗骨材 | |
| | | | | | | | | S1 | S2 | G1 | G2 |
| 1 | 20 | 43 | 4.5 | 41.9 | 165 | 384 | — | 508 | 217 | 1,020 | — |
| 2 | | | | 42.8 | | | | 519 | 222 | — | 989 |
| 3 | | | | 43.6 | 160 | 352 | 26 | 535 | 229 | 989 | — |

コンクリートには、呼び方が「普通 36-12-20H」のレディーミクストコンクリートを使用した。細骨材には海砂および砕砂を用い、粗骨材には JIS 試験でコンクリートの乾燥収縮ひずみが大きくなるとされる硬質砂岩碎石（以後 G1 と表記する）と、乾燥収縮ひずみが標準的である石灰石碎石（以後 G2 と表記する）を用いた。なお、粗骨材 G1 は、3.3 で紹介した乾燥収縮により変状が生じた橋梁群において、上部工のコンクリートに多く使用されていた E 産の粗骨材と産地が同一である。表 4.2.1 における配合 NO.1 は粗骨材に G1 を用いたもの、配合 NO.2 は粗骨材に G2 を用いたものである。また、NO.3 は粗骨材に G1 を使用しているが、膨張材と収縮低減剤を混和し、JIS 試験における乾燥収縮ひずみを減少させたものである。

4.2.4 コンクリートの収縮特性

実物大供試体の打設と同時にレディーミクストコンクリートにより 100×100×400mm の供試体を製作し、長さ変化試験（JIS A 1129）、自己収縮試験（JCI-1996）により、乾燥収縮ひずみ、自己収縮ひずみを測定した。試験結果を、表 4.2.2、図 4.2.4、図 4.2.5 に示す。

表 4.2.2 26 週における乾燥収縮ひずみと自己収縮ひずみ(×10⁻⁶)

| | 乾燥収縮ひずみ | 自己収縮ひずみ |
|---------------------|---------|---------|
| 配合 NO.1 (収縮大) | 923 | 146 |
| 配合 NO.2 (収縮標準) | 539 | 96 |
| 配合 NO.3 (収縮標準+混和材料) | 706 | -180 |

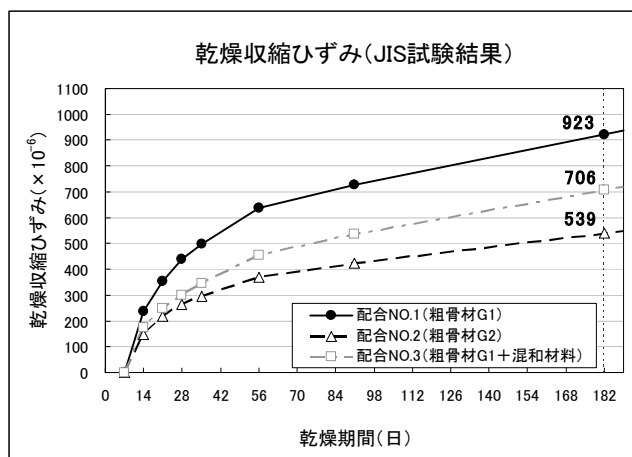


図 4.2.4 JIS 試験による乾燥収縮ひずみ

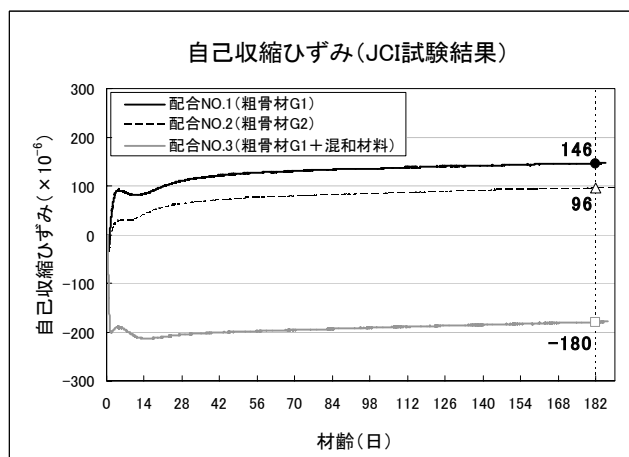


図 4.2.5 JCI試験による自己収縮ひずみ

4.2.5 供試体の製作数と用途

表 4.2.3 供試体の仕様

| 名称 | 配合 | ウェブ配筋 | 混和材料 | 供試体のタイプ |
|-----|------|---------|-----------|------------------|
| L1 | NO.1 | D13@250 | 無 | 箱桁供試体(収縮大) |
| L2 | NO.2 | D13@250 | 無 | 箱桁供試体(収縮通常) |
| S1 | NO.1 | D13@250 | 無 | 角柱供試体(収縮大) |
| S2 | NO.2 | D13@250 | 無 | 角柱供試体(収縮通常) |
| S3 | NO.3 | D13@250 | 膨張材+収縮低減剤 | 角柱供試体(収縮大+混和材料) |
| S2O | NO.2 | D22@125 | 無 | 角柱供試体(収縮通常で鉄筋量大) |
| S2E | NO.2 | なし | 無 | 角柱供試体(収縮通常で無筋) |
| 実橋 | NO.2 | D13@250 | 無 | |

表 4.2.3 に製作した供試体の仕様を示す。供試体は、図 4.2.3 に示す箱桁供試体 2 体 {L1 (配合 NO.1), L2 (配合 NO.2)} と、角柱供試体 5 体 {S1 (配合 NO.1), S2 (配合 NO.2), S3 (配合 NO.3), S2O (配合 NO.2+鉄筋量大), S2E (配合 NO.2+無筋)} を製作した。

供試体は、組合せにより、以下の影響について情報が得られるよう仕様を決定した。

- ①粗骨材の影響・・・ L1, L2 または S1, S2
- ②混和材料の影響・・・ S1, S3
- ③鉄筋量の影響・・・ S2, S2O, S2E

なお、実橋の配合、配筋は、表 4.2.3 に示すとおり、供試体 L2, S2 と同じである。

4.2.6 鉄筋

箱桁供試体 (L1, L2) は実橋と同配筋とした。角柱供試体は、注目する収縮方向である橋軸方向の鉄筋として、供試体 S1, S2, S3 は実橋と同じ D13@250、供試体 S2O はおよそ 5.5 倍の鉄筋量となる D22@125 を配置し、供試体 S2E は無筋とした。

箱桁供試体(L1, L2)

角柱供試体
(上:S1~S3)
(下:S20)

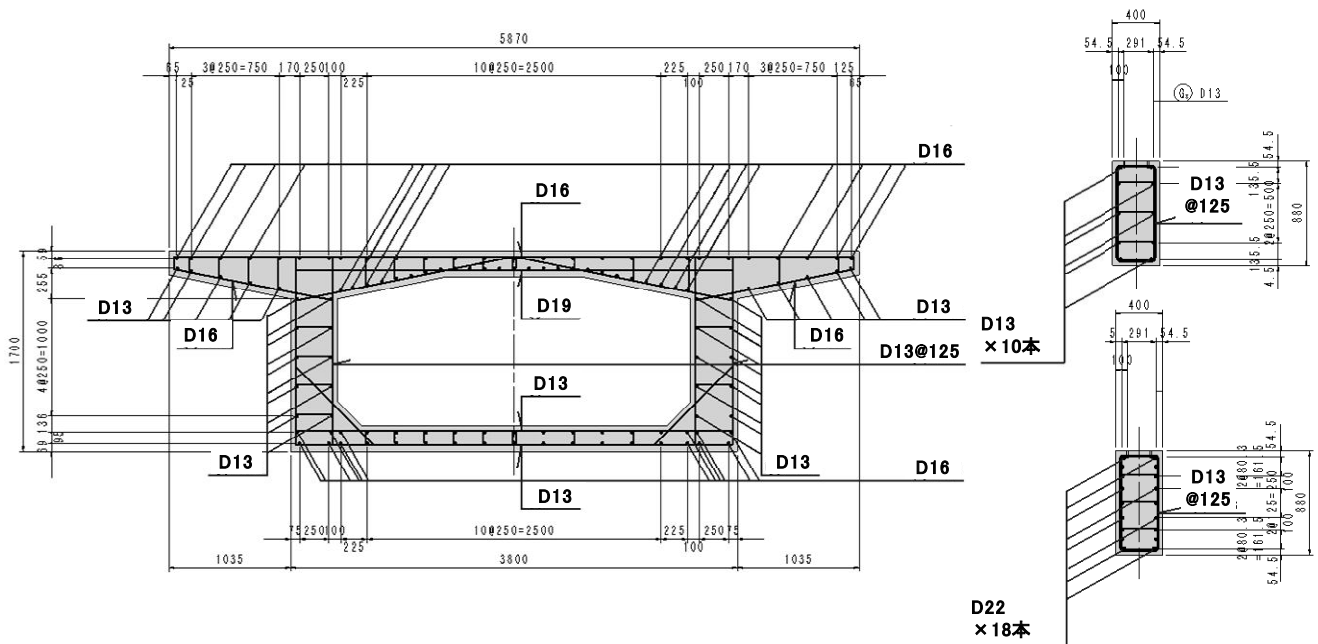


図 4.2.6 供試体の断面配筋図(単位:mm)

4.2.7 計測機器

実橋も供試体と同時に計測を行い、乾燥収縮ひずみを比較する。このため、主たる収縮方向として橋軸方向に注目し、計測を行う方針とした。

図 4.2.7 に示すとおり、箱桁供試体は実橋と同じく 2 ロットに分けて打設を行っており、計測機器は 1 ロットに設置した。これは、実橋の計測機器も同じである。

なお、実橋はおよそ南北を橋軸方向としており、東西のウェブに計測機器を設置しているが、ヤードの関係より箱桁供試体はおよそ東西を橋軸方向として設置しており、計測機器は北側ウェブに設置している。

また、角柱供試体は 1 回打設のため、計測機器はほぼ中央の高さに設置している。箱桁供試体と同じく、およそ東西を橋軸方向として設置している。

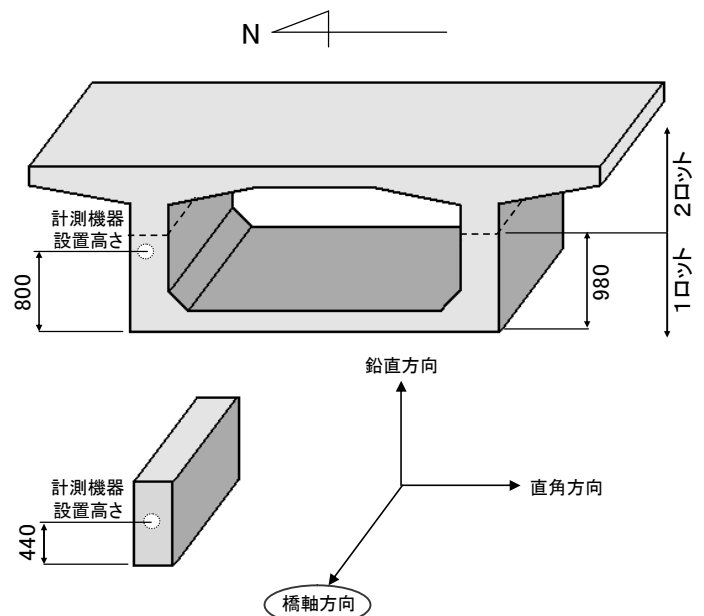


図 4.2.7 計測機器の設置高さ(単位:mm)

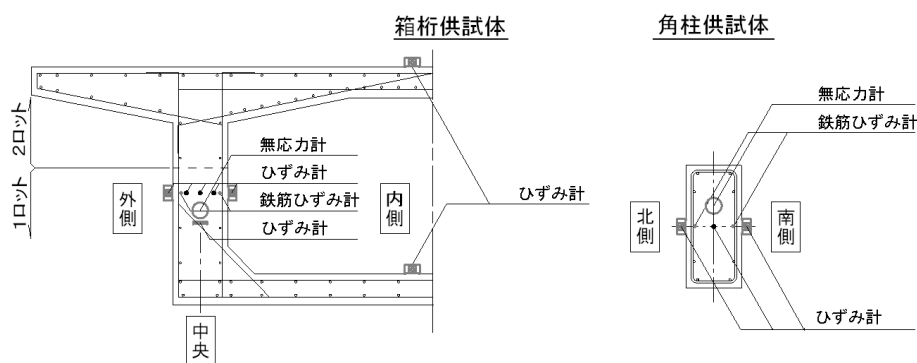


図 4.2.8 計測機器の設置位置

計測機器の設置位置を図 4.2.8 に示す。箱桁供試体において、ひずみ計などウェブに複数設置されている計器は、その設置位置をウェブの外側から順に外側－中央－内側と称することで区別する。実橋は両ウェブを計測しており、ウェブの差異をさらに東側、西側と称し区別する。角柱供試体は、計器の設置位置を北側、南側と称し区別する。

なお、無応力計は、図 4.2.9 に示すとおり、周辺のコンクリートとひずみ計が容器により隔離されており、容器内の温度と収縮ひずみだけを計測することができる。

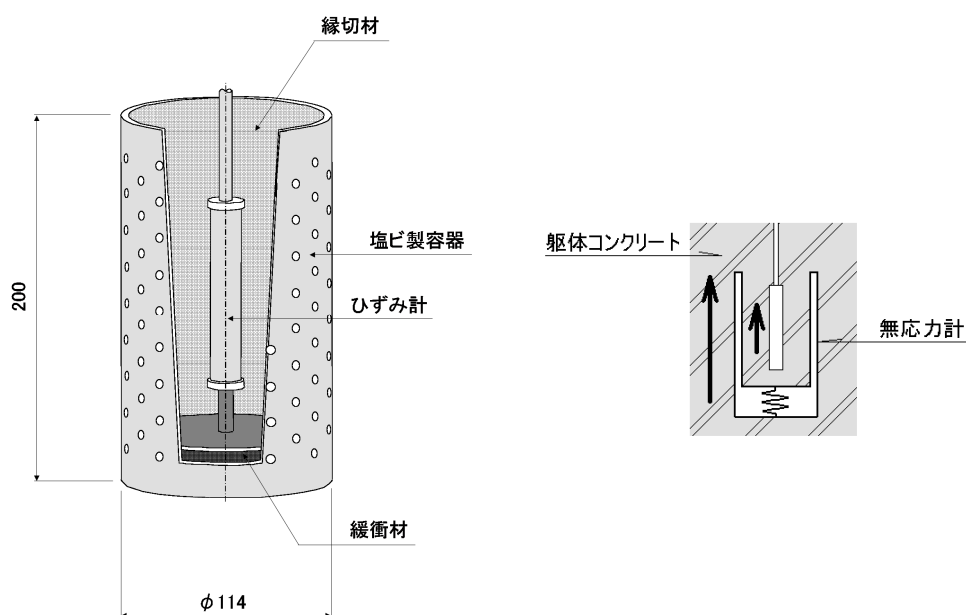


図 4.2.9 無応力計の構造(単位:mm)

4.2.8 供試体の製作

4.2.7 で述べたとおり、実橋と箱桁供試体は 2 回に分けて打設を行った。

- ・実 橋：2010 年 11 月 4 日 1 ロット打設，11 月 25 日 2 ロット打設
2010 年 11 月 29 日脱型(材齢 25 日)
- ・箱桁供試体：2010 年 11 月 17 日 1 ロット打設，12 月 8 日 2 ロット打設
2010 年 12 月 15 日脱型(材齢 29 日)
- ・角柱供試体：2010 年 11 月 17 日打設，12 月 13 日脱型(材齢 27 日)

2 ロットを打設し供試体が完成するまでの間、先行打設した1ロットは型枠を存置し、2ロットとの打継面には養生シートを敷設し乾燥を防いだ。これより、計測機器が設置された部分のコンクリートは、上記の材齢（25～29日）で乾燥を開始したものとする。



写真 4.2.2 完成直後の供試体

4.2.9 硬化したコンクリートの物性

表 4.2.4, 表 4.2.5 に、圧縮強度試験、静弾性係数試験の結果を示す。

表 4.2.4 箱桁供試体 試験結果

| | | 試験日 | 材齢 (日) | 配合 | | |
|----------------|--|-------|-----------|------|------|------|
| | | | | NO.1 | NO.2 | NO.3 |
| 箱桁供試体 1 ロット | 圧縮強度 (N/mm ²) | 11/24 | 7 | 50.2 | 46.8 | 43.8 |
| | | 12/22 | 35 | 58.8 | 54.5 | 56.7 |
| | 静弾性係数 ($\times 10^4$ N/mm ²) | 11/24 | 7 | 2.28 | 3.26 | 2.15 |
| | | 12/22 | 35 | 2.67 | 3.34 | 2.52 |
| 箱桁供試体 2 ロット | 圧縮強度 (N/mm ²) | 12/15 | 7 | 44.8 | 43.1 | — |
| | | 1/5 | 28 | 52.3 | 51.7 | — |

表 4.2.5 実橋 試験結果

| | | 試験日 | 材齢 (日) | 採取時期 | |
|-------------|------------------------------|-------|-----------|------|------|
| | | | | AM | PM |
| 実橋 1 ロット | 圧縮強度 (N/mm ²) | 11/11 | 7 | 45.8 | 50.1 |
| | | 12/2 | 28 | 51.2 | 55.6 |
| 実橋 2 ロット | 圧縮強度 (N/mm ²) | 12/2 | 7 | 47.5 | 46.6 |
| | | 12/22 | 27 | 52.3 | 54.0 |

図 4.2.10 は、全国のレディーミクストコンクリートの材齢 3 日、7 日、28 日における圧縮強度と静弾性係数の相関を示したグラフである⁵⁾。図には、コンクリート標準示方書によるヤング係数の標準値⁶⁾もプロットしている。これによると、全国のデータはばらつきがあるものの、ほとんどがコンクリート標準示方書による標準値の 80%以上であり、平均は標準値の 100%に近い。

図中に打点した配合 NO.2 (標準粗骨材 G2 を使用) も 100%に近いが、配合 NO.1 と配合 NO.3 (粗骨材 G1 を使用) は標準値の 80%を下回っており、強度に対し十分なヤング係数が発現していない。こうした特性は、乾燥収縮ひずみを大きくするコンクリートに特徴的であり⁷⁾、粗骨材のヤング係数が低いことを示していると考えられる。

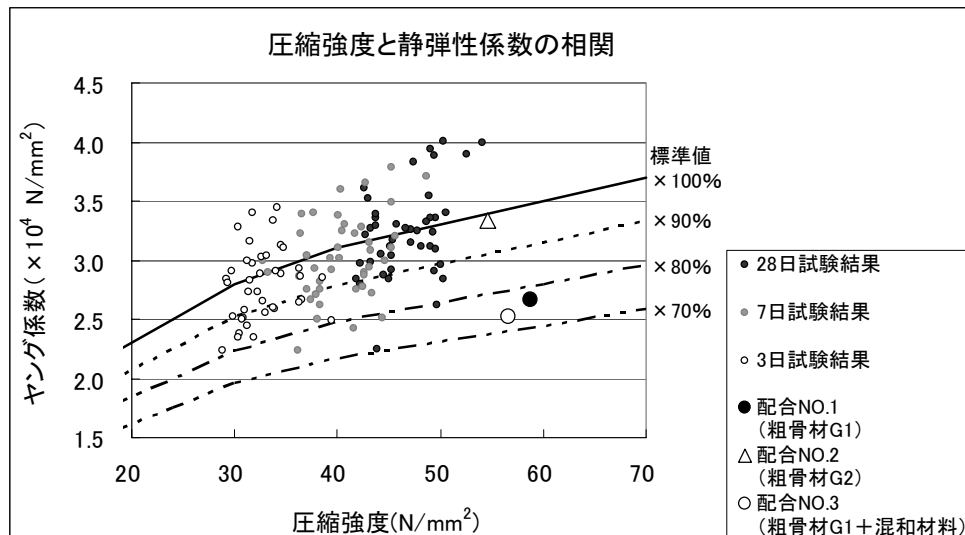


図 4.2.10⁵⁾ 圧縮強度と静弾性係数の相関

4.3 供試体のひび割れ発生状況

4.3.1 ひび割れ分布

箱桁供試体，角柱供試体のひび割れ発生状況を，次頁の写真 4.3.1 から写真 4.3.3 に示す．

4.3.2 ひび割れ深さ

(1)箱桁供試体

箱桁供試体 L1，L2 のウェブと上床版からコアボーリングで供試体を採取し，目視でひび割れ深さを測定した．

コア採取位置を図 4.3.1，測定結果を表 4.3.1，コア抜き位置のひび割れ状況を写真 4.3.4，測定状況を写真 4.3.5，写真 4.3.6 にそれぞれ示す．

コンクリートの乾燥収縮ひずみを大きくする粗骨材 G1 を用いた配合 NO.1 の供試体 L1 は，上床版，ウェブともに，ひび割れが複数本ある部分からコアを抜いた．ひび割れ幅は 0.05～0.1mm 程度で，深さは目視によると上床版が最大 48mm，ウェブが最大 63mm であったが，蛍光浸透探傷剤を用いた観察によると上床版が最大 133mm，ウェブが最大 85mm であった．供試体 L1 では，ひび割れ深さは鉄筋位置を越え，部材深部に到達しているもののあることが分かった．

一方，コンクリートの乾燥収縮ひずみが標準的である粗骨材 G2 を用いた配合 NO.2 の供試体 L2 は，上床版，ウェブともに，ひび割れがあまりなく，コアを抜いた部分のひび割れ幅は 0.05mm かそれ以下であった．ひび割れ深さは，浸透探傷剤を用いた観察でもほとんど確認することができず，ひび割れは表面付近に留まっているものと推測される．

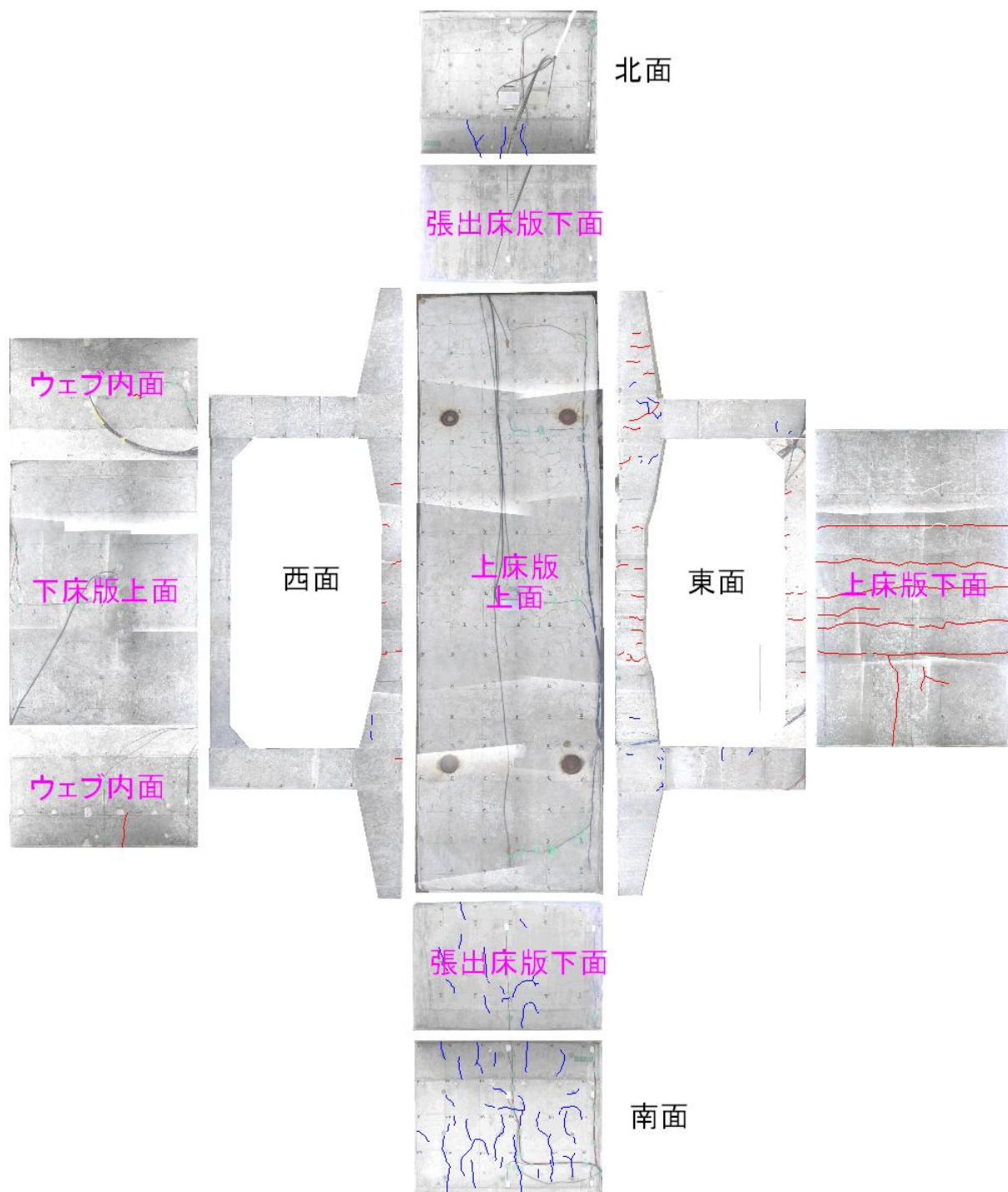


写真 4.3.1 箱桁供試体 L1 ひび割れ状況 (2013 年 2 月撮影)
 ※0.1mm 以上が赤色, 0.1mm 未満が青色

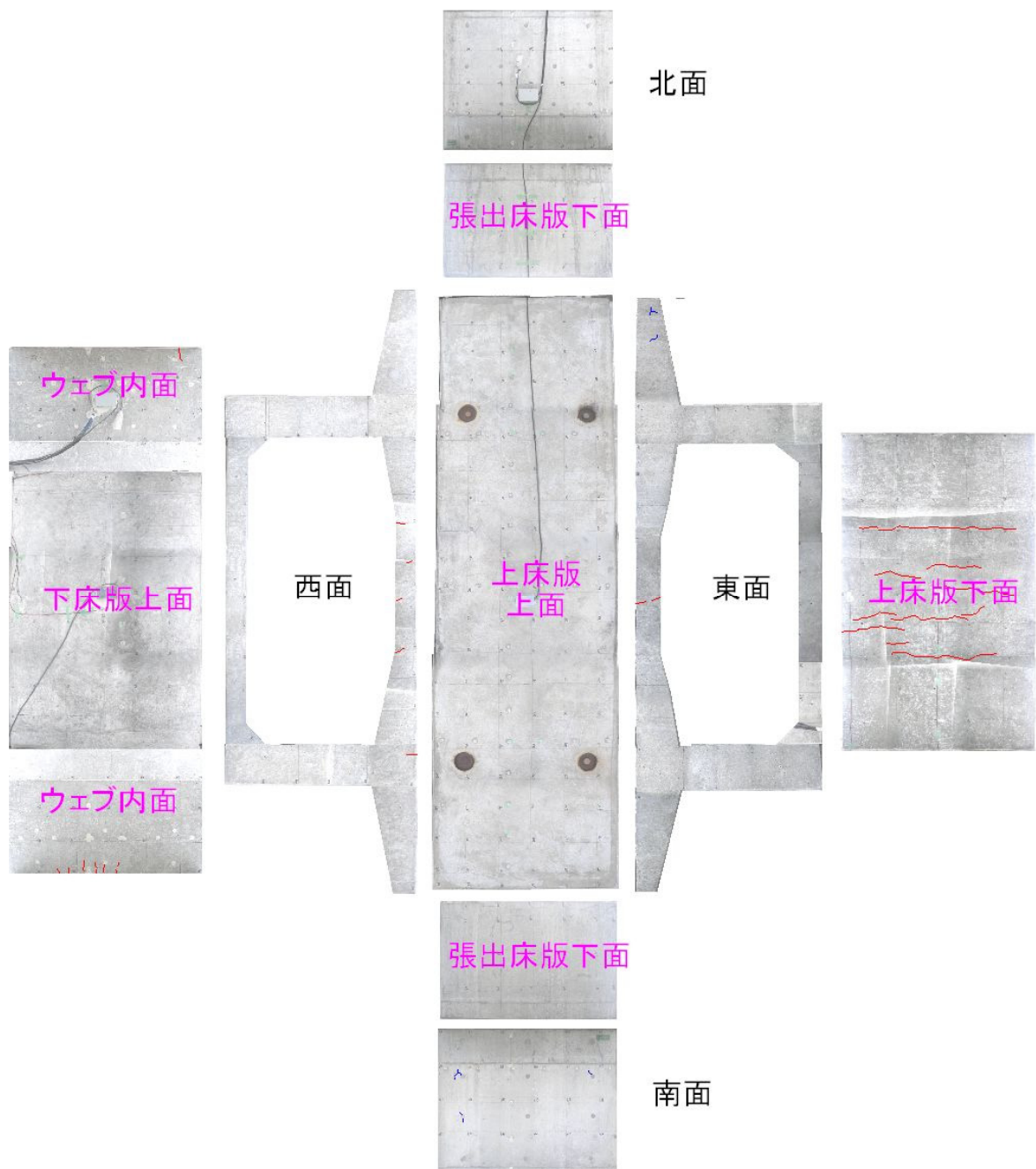


写真 4.3.2 箱桁供試体 L2 ひび割れ状況(2013 年 2 月撮影)
※0.1mm 以上が赤色, 0.1mm 未満が青色

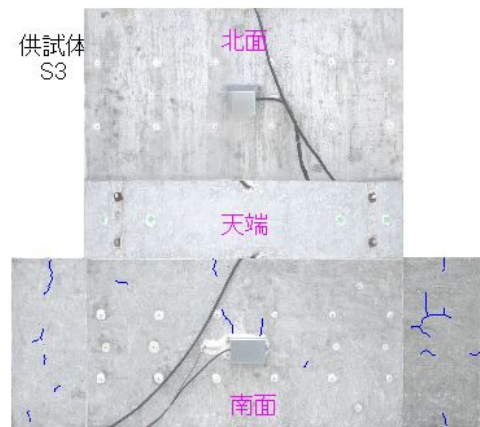
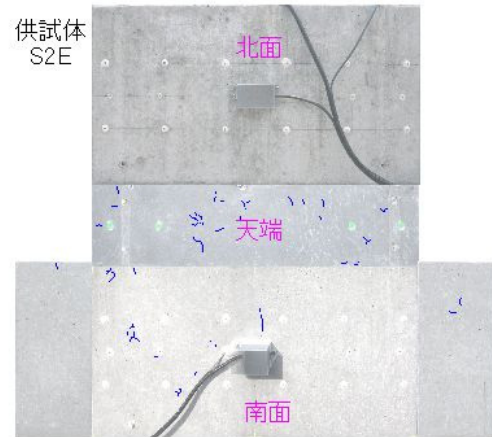
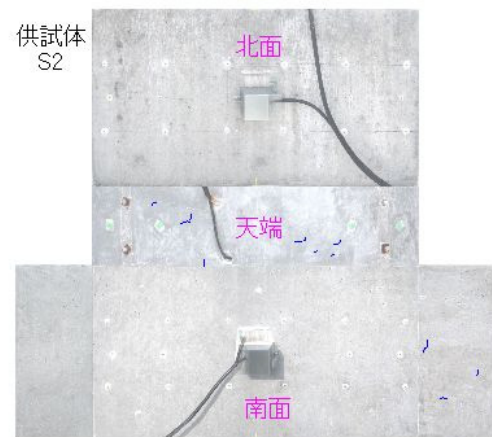
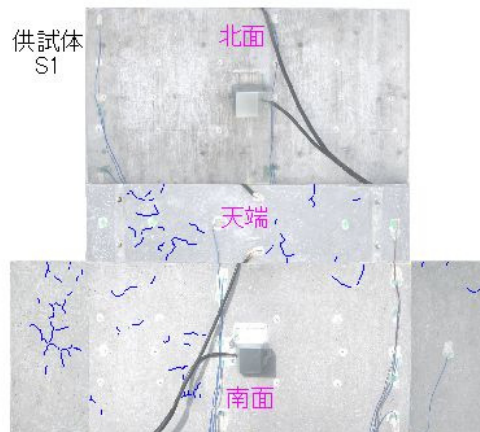


写真 4.3.3 角柱供試体 S1, S2, S2O, S2E, S3(2013 年 2 月撮影)
※ひび割れ幅は全て 0.1mm 未満

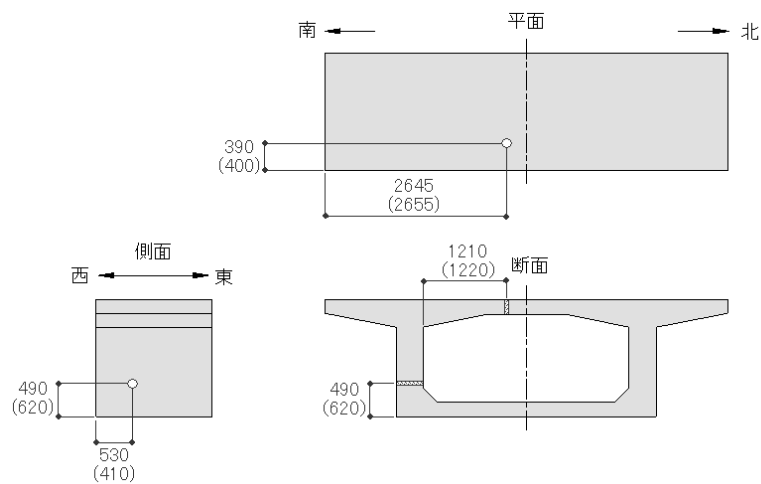


図 4.3.1 供試体 L1 コア抜き位置 { () 内は供試体 L2 を示す } (単位:mm)

表 4.3.1 箱桁供試体 ひび割れ深さの測定結果

| | 上床版 | | | | | ウェブ | | | | |
|-----------|---------------------|------------|------|------|------|---------------------|------------|------|------|------|
| | 表面 ひび割れ 幅(mm) | ひび割れ深さ(mm) | | | | 表面 ひび割れ 幅(mm) | ひび割れ深さ(mm) | | | |
| | | コア | NO.1 | NO.2 | NO.3 | | コア | NO.1 | NO.2 | NO.3 |
| 供試体 L1 | 0.10 | 目視 | 48 | 45 | 0 | 0.05 | 目視 | 63 | 35 | 0 |
| | | 探傷 | 133 | 133 | 27 | | 探傷 | 85 | 71 | 62 |
| 供試体 L2 | 0.05 | 目視 | 0 | --- | --- | 0.05 以下 | 目視 | 0 | --- | --- |
| | | 探傷 | 0 | --- | --- | | 探傷 | 0 | --- | --- |

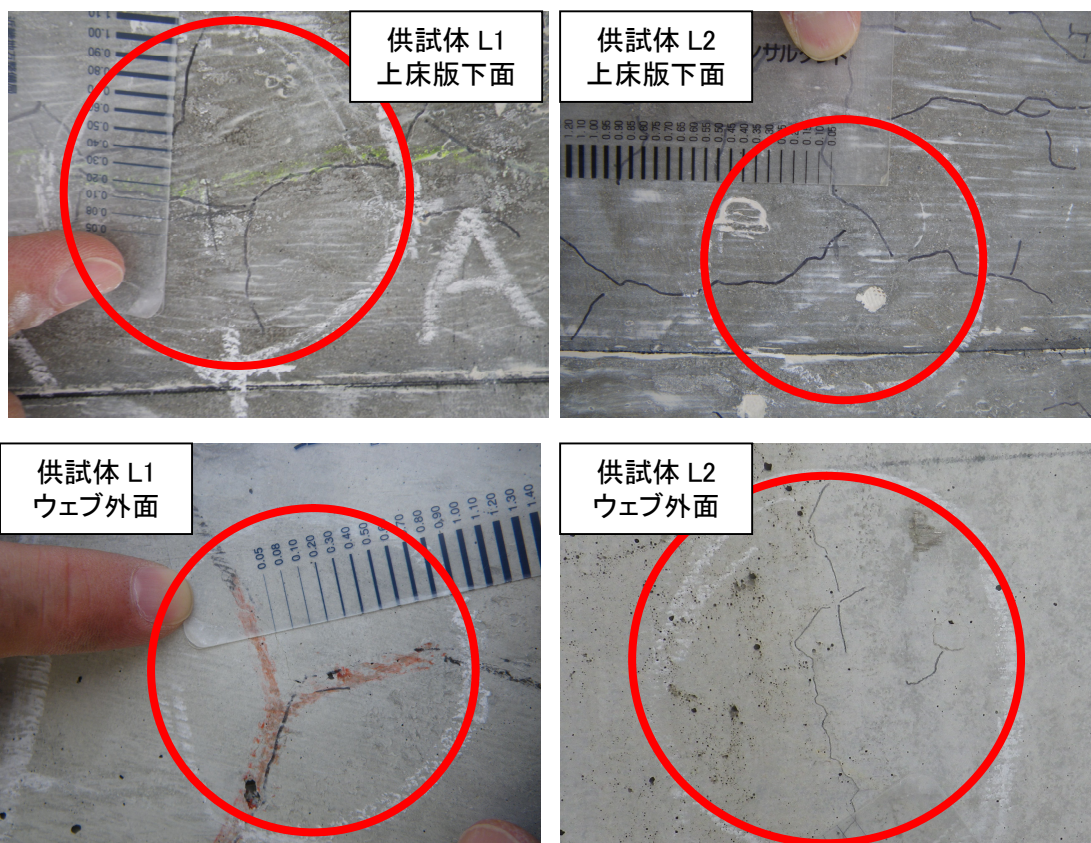


写真 4.3.4 供試体 L1, L2 コア抜き位置のひび割れ状況

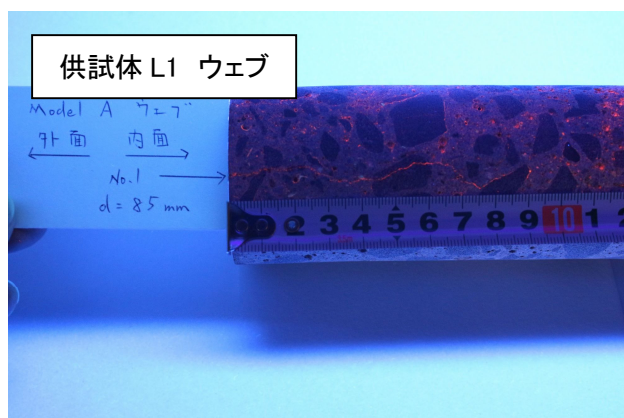
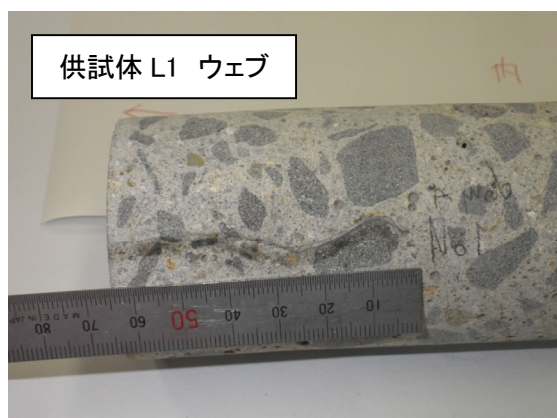
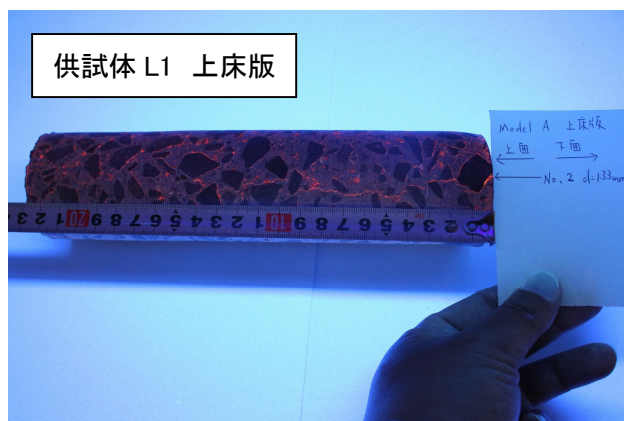
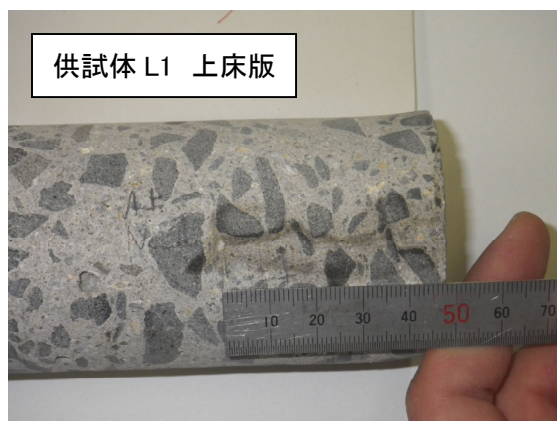


写真 4.3.5 供試体 L1 コアと蛍光浸透探傷剤+ブラックライトによる測定

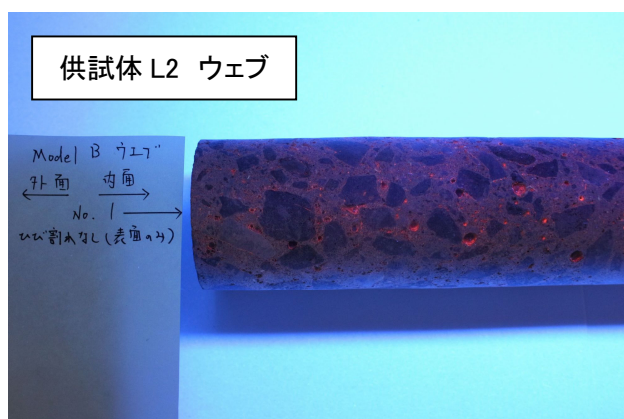
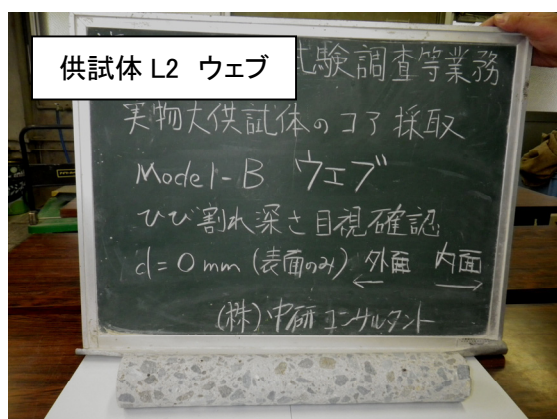
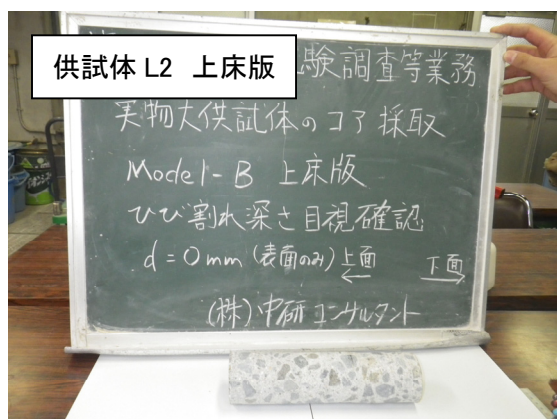


写真 4.3.6 供試体 L2 コアと蛍光浸透探傷剤+ブラックライトによる測定

(2)角柱供試体

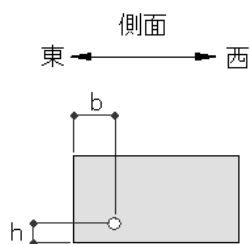
箱桁供試体と同様、角柱供試体 S1, S2, S3, S2O, S2E の側面からコアボーリングで供試体を採取し、目視でひび割れ深さを測定した。

コア採取位置を表 4.3.2, 測定結果を表 4.3.3, コア抜き位置のひび割れ状況を写真 4.3.7, 測定状況を写真 4.3.8, 写真 4.3.9 にそれぞれ示す。

できるだけ表面に複数本のひび割れが見られる所からコアを抜くよう努めたが、計測機器や鉄筋をかわした結果、やむを得ずひび割れが 1 本の所から抜いた供試体もある（供試体 S2）。各供試体のひび割れ幅は最大 0.05mm 程度で、全てのコアにおいて目視ではひび割れ深さを確認することはできなかった。浸透探傷剤を用いた観察によるひび割れ深さは、コンクリートの乾燥収縮ひずみを大きくする粗骨材 G1 を用いた配合 NO.1 の供試体 S1 が 25～30mm, コンクリートの乾燥収縮ひずみが標準的である粗骨材 G2 を用いた配合 NO.2 で鉄筋量が標準的である供試体 S2 が 28mm, 同じく配合 NO.2 で無筋の供試体 S2E が 50mm であった。また、混和材料の添加で乾燥収縮ひずみを低減した配合 NO.3 の供試体 S3, および配合 NO.2 で鉄筋量が多い供試体 S2O については、浸透探傷剤を用いた観察でもひび割れ深さは確認できなかった。

角柱供試体は、乾燥収縮ひずみを大きくする粗骨材 G1 を使用していても、箱桁供試体より表面のひび割れスケールが小さく、深さもかぶり程度に収まっていることが分かった。

表 4.3.2 角柱供試体 コア抜き的位置



| 供試体 | b (mm) | h(mm) |
|-----|--------|-------|
| S1 | 1,483 | 555 |
| S2 | 1,002 | 230 |
| S3 | 251 | 657 |
| S2O | 485 | 368 |
| S2E | 431 | 200 |

表 4.3.3 角柱供試体 ひび割れ深さの測定結果

| | 表面 ひび割れ 幅(mm) | ひび割れ深さ(mm) | | |
|------------|---------------------|------------|------|------|
| | | コア | NO.1 | NO.2 |
| 供試体 S1 | 0.05 | 目視 | --- | --- |
| | | 探傷 | 25 | 30 |
| 供試体 S2 | 0.05 以下 | 目視 | --- | |
| | | 探傷 | 28 | |
| 供試体 S3 | 0.05 | 目視 | --- | --- |
| 供試体 S2O | 0.05 以下 | 目視 | --- | --- |
| | | 探傷 | --- | --- |
| 供試体 S2E | 0.05 以下 | 目視 | --- | --- |
| | | 探傷 | 50 | 50 |

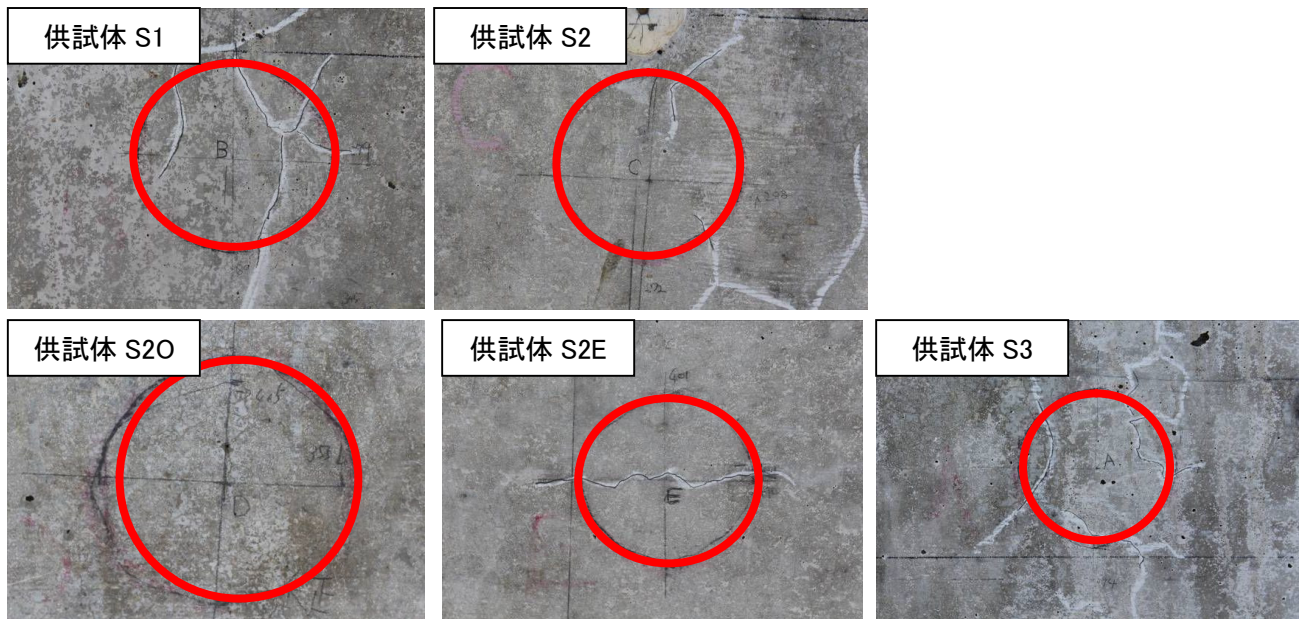


写真 4.3.7 供試体 S1, S2, S2O, S2E, S3 コア抜き位置のひび割れ状況

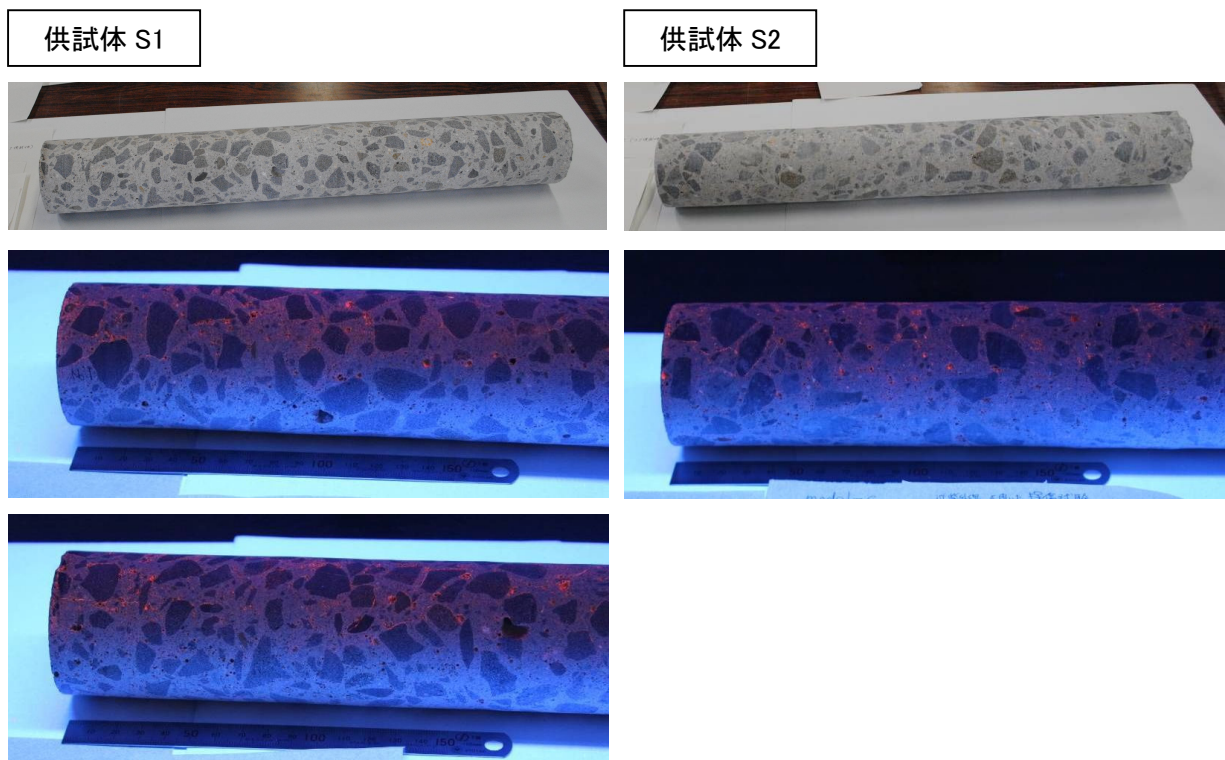


写真 4.3.8 角柱供試体 S1, S2 コアと蛍光浸透探傷剤+ブラックライトによる測定

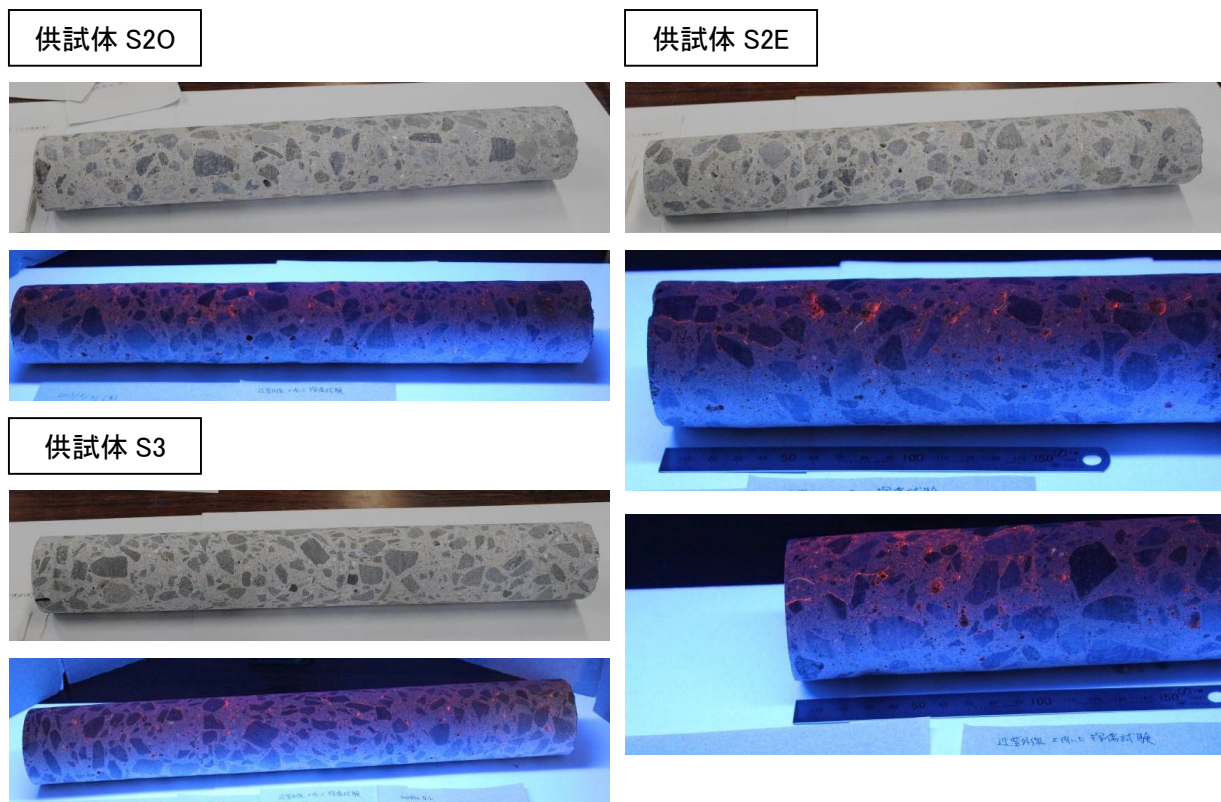


写真 4.3.9 角柱供試体 S2O, S2E, S3 コアと蛍光浸透探傷剤+ブラックライトによる測定

4.3.3 ひび割れに関する考察

(1)箱桁供試体

ひび割れ幅はほとんどが 0.1mm 未満の微細なものであるが、供試体 L1, L2 とともに上床版の下面に 0.1mm を上回るひび割れが橋軸方向に発生している。上床版上面は降雨の影響により収縮が下面より進行せず、下面には内部拘束応力による引張応力が生じやすいこと、また、上床版の収縮を先行打設したウェブが拘束する外部拘束応力も作用することから、比較的大きなひび割れが発生したと考えられる。その他、南に面した部材にひび割れが相対的に多く見られるが、南面は日射の影響により、乾燥が進行しやすかったと考えられる。

乾燥収縮ひずみを大きくする粗骨材 G1 を用いた供試体 L1 の方が、乾燥収縮ひずみが標準的である粗骨材 G2 を用いた供試体 L2 よりひび割れの本数が全般的に多くなっている。蛍光浸透探傷剤を用いた目視確認では、供試体 L1 のひび割れ深さは鉄筋を越え部材深部に到達しているものがあるが、供試体 L2 のひび割れは概ね表面に留まっていた。

(2)角柱供試体

ひび割れ幅はほぼ全てが 0.1mm 未満と小さくなっている。箱桁供試体と同様、粗骨材 G1 を使用した供試体 S1 には多くのひび割れが生じているが、粗骨材 G1 を使用しながら混和材料により収縮低減を図った供試体 S3 と、粗骨材 G2 を使用した供試体 S2, S2O, S2E にはあまりひび割れが生じなかった。全般的に箱桁供試体よりひび割れが少ない印象を受けるが、角柱供試体は形状が単純で、箱桁供試体のように部材同士の拘束を受けないこと、寸法が小さく乾燥収縮や温度によるひずみのばらつきが生じにくいことが理由と考えられる。

また、標準的な軸方向鉄筋量とした供試体 S2 と、その 5.5 倍の鉄筋量を配置した供試体 S2O

では、ひび割れ発生状況に大差はなかった．完全に無筋とした供試体 S2E は、供試体 S2, S2O より細かいひび割れが僅かに多く生じていた．

ひび割れ深さについては、箱桁供試体と異なり粗骨材による影響が小さく、供試体 S1, S2 ともに 30mm 程度となった．ただし、写真 4.3.10 に示すとおりコアを並べて比較すると、供試体 S1 の方が骨材の界面に多くのひび割れが生じていることが分かる．その他供試体では、無筋の供試体 S2E が 50mm のひび割れ深さを示したが、鉄筋を多く配置した供試体 S2O ではひび割れ深さは確認できなかった．また、混和材料で収縮ひずみを低減した供試体 S3 もひび割れ深さは確認できなかった．

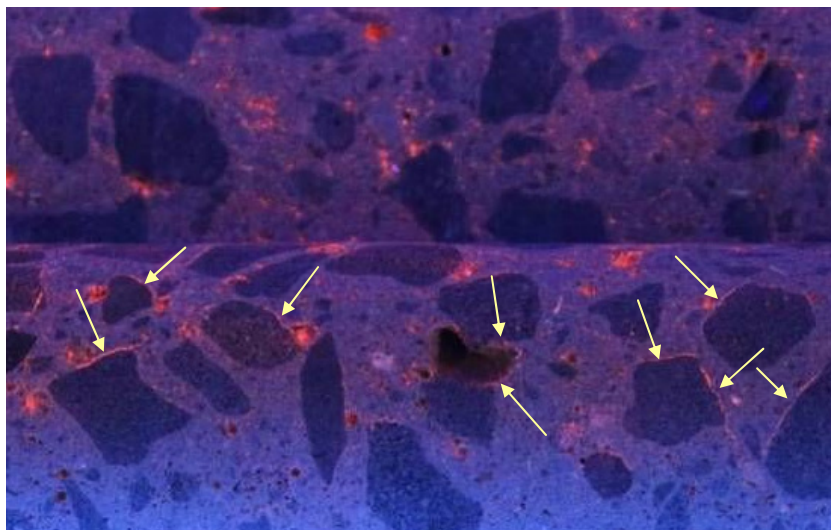


写真 4.3.10 骨材界面に生じたひび割れ
(手前が供試体 S1, 奥が供試体 S2)

4.4 計測結果の取り扱い

4.4.1 データの整理方法

計測は、測点ごとに 1 時間ピッチで自動的にデータを採取しており、1 ヶ所あたり 1 年間で 9,000 近いデータ数となっている．これより取り扱いの便宜上、長期的なひずみの経時変化を示す場合には、4 週ごとに平均したデータを使用する．図 4.4.1 に示すとおり、長期の挙動は 1 時間おきのデータと比較しても精度上、問題がないと考えられるが、部材表面ではひずみや温度の日変動が激しく、ピークひずみ（応力）を問題にする場合は別途考慮を行う必要がある．

4.4.2 自己収縮に対する考え方

供試体や実橋は、型枠の脱型によりコンクリート表面が全て露出した時刻を持って乾燥開始とする．それ以前にも乾燥がわずかに進行している可能性があるが、無視することとした．

打設から脱型（乾燥開始）までのおよそ 1 ヶ月間で、自己収縮試験によると配合 NO.1 で約 110 μ 、配合 NO.2 で約 60 μ の自己収縮ひずみが発生する（図 4.2.5 参照）．しかし図 4.4.2, 図 4.4.3 によると、実物大供試体や実橋では、打設直後の膨張ひずみが材齢 2 日目までに概ね 0 に収束する水和熱の降下収縮を除くと、打設から脱型までにほとんど収縮ひずみが生じていないことが分かる．これは、型枠による拘束で、自己収縮ひずみが低減されたものと考えられる．脱型以降、若干の自己収縮ひずみが進行した可能性があるが、乾燥収縮ひずみと区分することは困難であり、脱型以降は全て乾燥収縮ひずみとして扱うこととした．

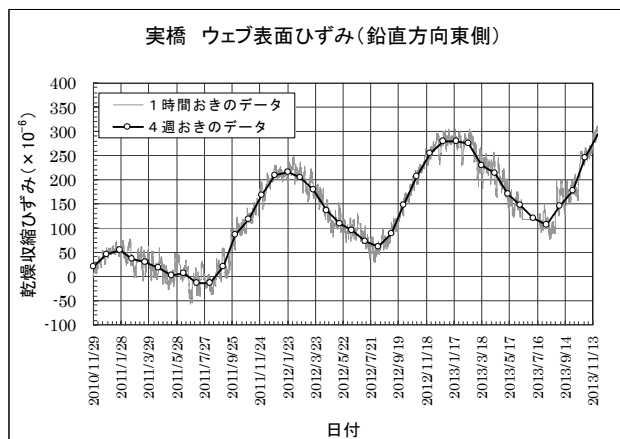
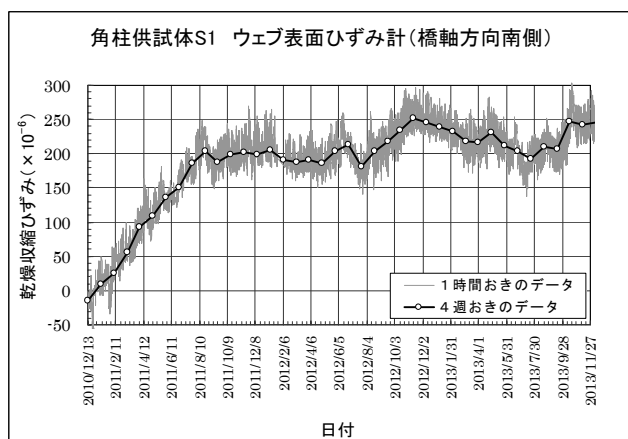
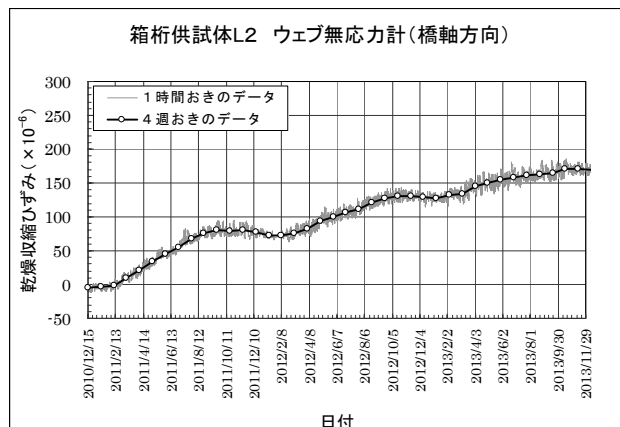
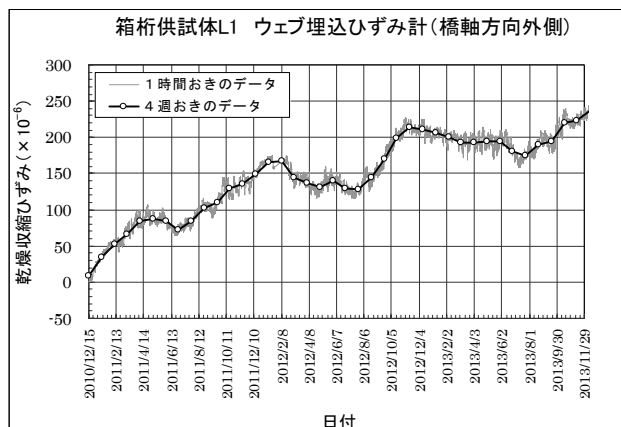


図 4.4.1 1 時間おきのデータと4週平均値との比較

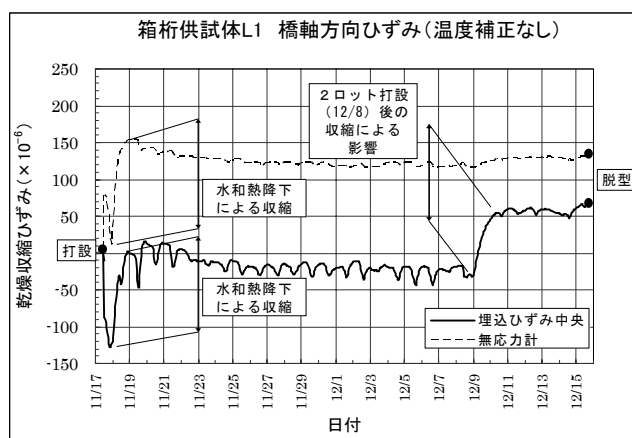


図 4.4.2 打設直後から脱型までのひずみの経時変化(供試体 L1)

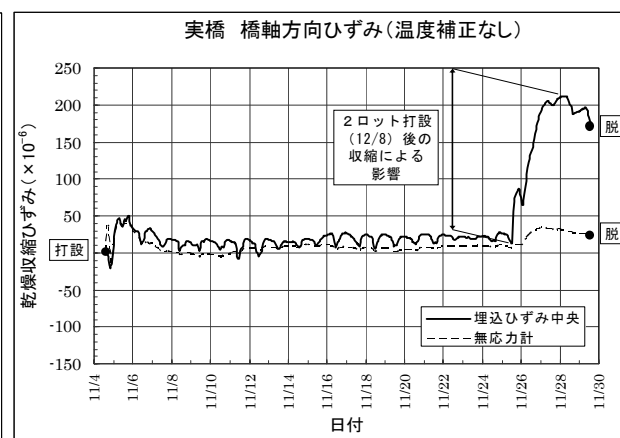


図 4.4.3 打設直後から脱型までのひずみの経時変化(実橋)

4.5 計測結果

4.5.1 箱桁供試体

(1)計測結果

①埋込ひずみ計と無応力計

供試体 L1, L2 のウェブ橋軸方向ひずみを、それぞれ図 4.5.1, 図 4.5.2 に示す。

乾燥期間 3 年における埋込ひずみ計による計測結果は、供試体 L1 が 220～250 μ 程度、供試体 L2 が 220～260 μ 程度となり、無応力計による計測結果は供試体 L1, L2 とともに約 170 μ となった。

実物大供試体の収縮ひずみは、JIS 試験結果（供試体 L1 が 923 μ 、供試体 L2 が 539 μ ）程の差が生じていないが、これには 4.3 で報告したとおり、供試体 L1 に多く発生しているひび割れが関係していると考えられる。

コンクリート内の水分の移動は拡散理論に従うため、乾燥は部材の内部より表面の方が速く進む。比較的大きな供試体の場合、表面と内部の収縮ひずみの差は大きくなり、生じる内部拘束応力がコンクリートの引張強度を上回るとひび割れが発生する。この結果、表面近傍の大きな収縮ひずみは一旦解放され、供試体全体の収縮ひずみも低減される。以上により、ひび割れが多く生じた供試体 L1 の収縮ひずみは減少し、収縮ひずみが標準的な供試体 L2 と大差ない結果になったと考えられる。

なお、無応力計は図 4.2.9 に示したとおり、周囲のコンクリートと縁切りされており、他の部位のひずみの影響を受けない構造になっている。したがって、箱桁供試体の場合、埋込ひずみ計と無応力計との差に相当する 50～90 μ のひずみが、構造的な要因により計測位置の収縮ひずみに上乗せされていると考えられる。その根拠としては、形状が単純な角柱供試体の埋込ひずみ計による収縮ひずみが、無応力計によるひずみと同様に、箱桁供試体より最大 90 μ 程度小さい値に留まっている点が挙げられる（後掲図 4.5.17, 図 4.5.18 参照）。

②表面ひずみ計と鉄筋ひずみ計

図 4.5.3, 図 4.5.4 に、ウェブ厚さ方向のひずみ分布を示す。図 4.5.3 より、供試体 L1 の鉄筋ひ

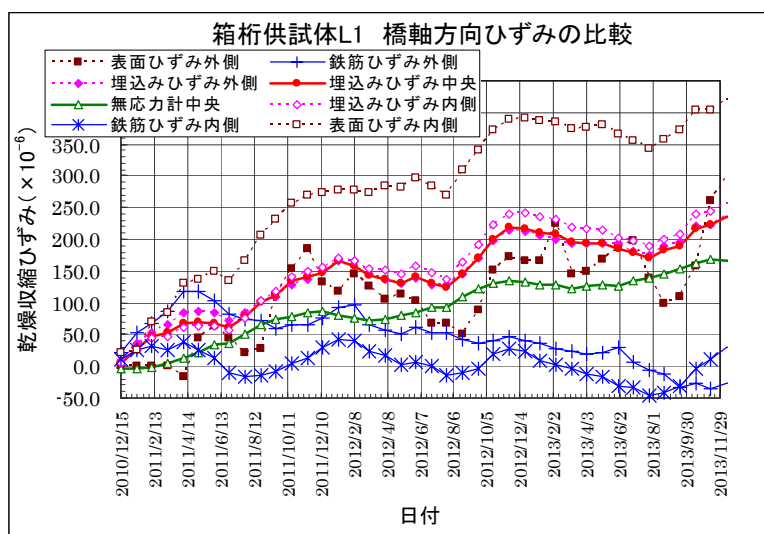


図 4.5.1 供試体 L1 のウェブ橋軸方向ひずみ

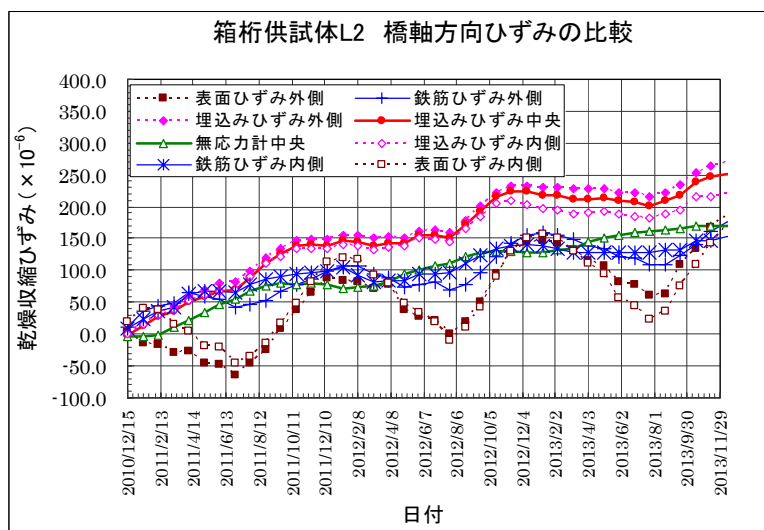


図 4.5.2 供試体 L2 のウェブ橋軸方向ひずみ

ずみは、ひび割れにより計測位置でコンクリートと付着切れを起こしていると考えられる。これより、表面ひずみに関しても、計測結果がひび割れの影響を受けている可能性が高い。

一方、図 4.5.4 によると、供試体 L2 については鉄筋ひずみ、表面ひずみともに、計測結果にある程度の信頼性があると考えられる。

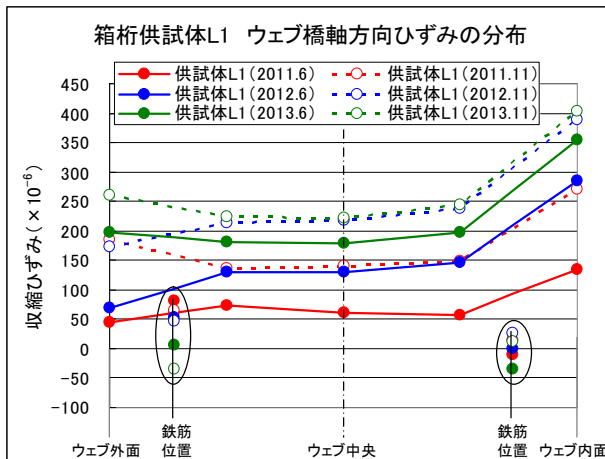


図 4.5.3 箱桁供試体 L1
ウェブ厚さ方向のひずみ分布

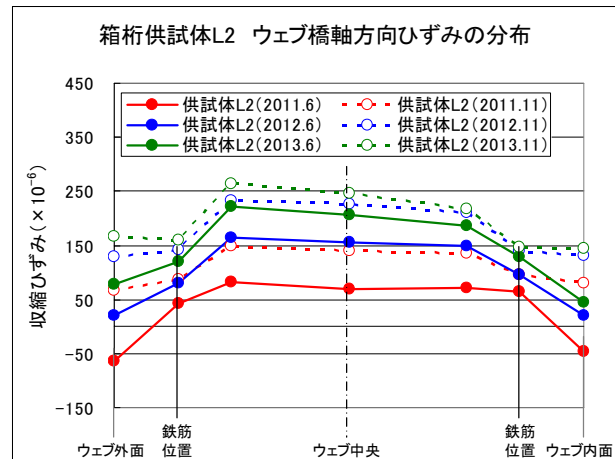


図 4.5.4 箱桁供試体 L2
ウェブ厚さ方向のひずみ分布

③直角方向ひずみとの比較

図 4.5.5, 図 4.5.6 に、ウェブ中央の橋軸方向、直角方向のひずみを比較して示す。計測時期によっては 50μ 程度の差が見られるが、全般的にひずみの経時変化に大差はなく、計測結果の信頼性を裏付けるものである。

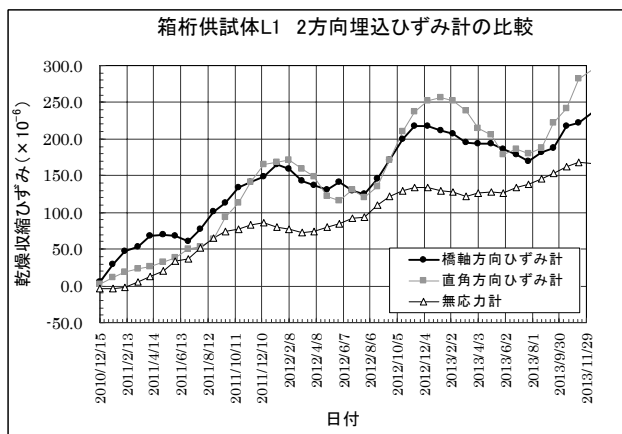


図 4.5.5 箱桁供試体 L1
ウェブ 2 方向のひずみ比較

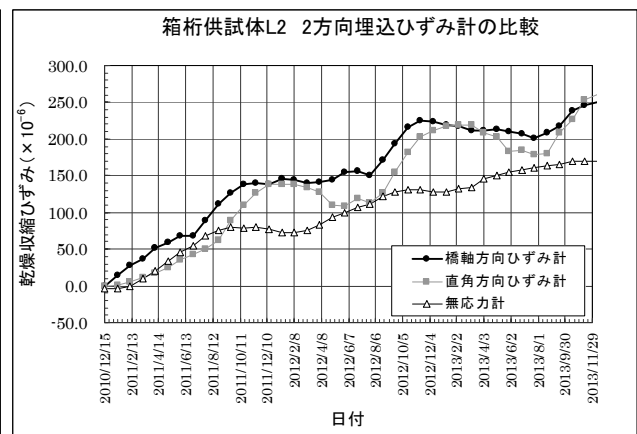


図 4.5.6 箱桁供試体 L2
ウェブ 2 方向のひずみ比較

④上下床版のひずみ

図 4.5.7, 図 4.5.8 に、ウェブ中央の埋込ひずみ計と、上下床版の表面ひずみ計の計測結果を比較して示す（ともに橋軸方向）。上床版の上面には細かいひび割れが多く発生しており、計測結果に影響している可能性がある。

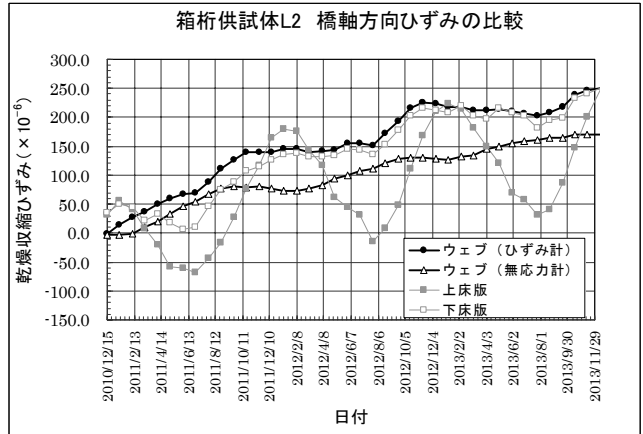
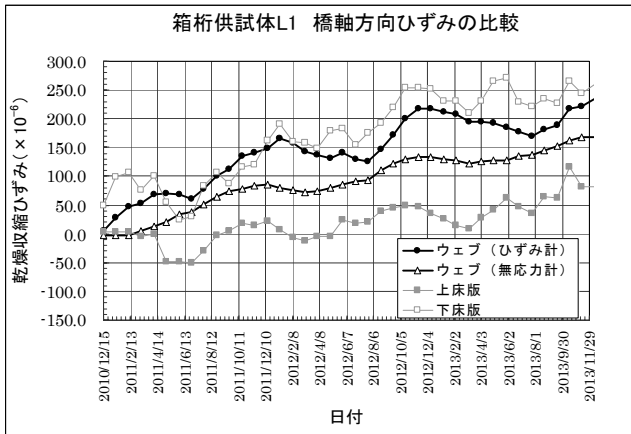


図 4.5.7 箱桁供試体 L1 ウェブと上下床版のひずみ 図 4.5.8 箱桁供試体 L2 ウェブと上下床版のひずみ

(2)環境の影響

図 4.5.9 は供試体 L1, L2 におけるウェブ中央部のひずみと月降水量との相関を示し, 図 4.5.10 は同じくウェブ中央部のひずみと外部の月平均湿度との相関を示したものである. なお, 湿度については現地で実際に測定も行っているが, 降水量との整合を図るため, ここでは気象庁発表のデータを使用している.

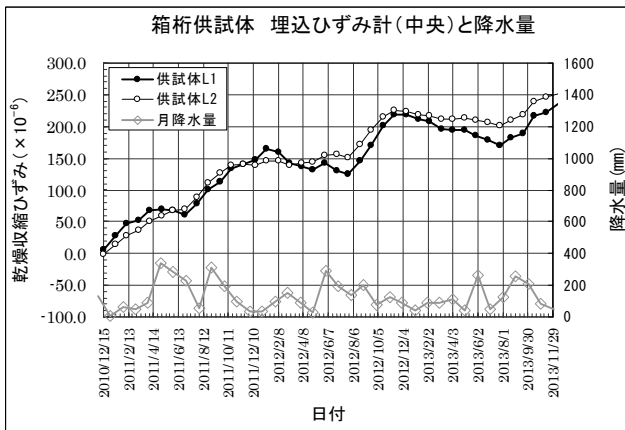


図 4.5.9 箱桁供試体ウェブ中央のひずみと降水量との関係

図より, 降水量が少なく湿度が低い時期には収縮ひずみが進行するが, 降水量が多く湿度が高い時期には膨張側に転じるといった傾向を確認することができる. 図 4.5.11 は, 供試体 L1, L2 の月ごとの収縮ひずみの変化量を示す. 39 データのうち 28 データで, 供試体 L1 のひずみの変化量が供試体 L2 のひずみの変化量を上回っている. ひずみの変化量の平均値は, 収縮側で供試体 L1 が $14.7(\mu/\text{月})$, 供試体 L2 が $10.4(\mu/\text{月})$ であり, 膨張側で供

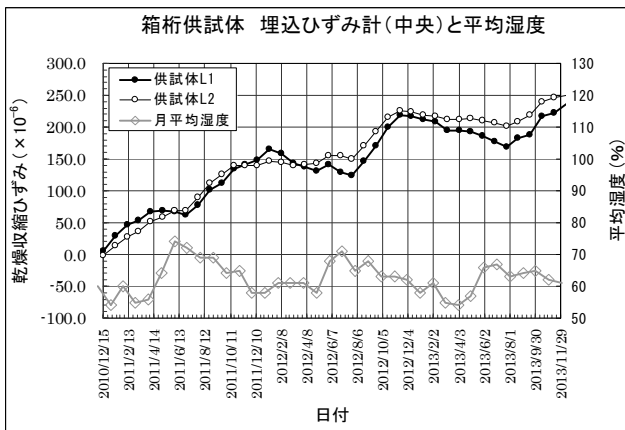


図 4.5.10 箱桁供試体ウェブ中央のひずみと平均湿度との関係

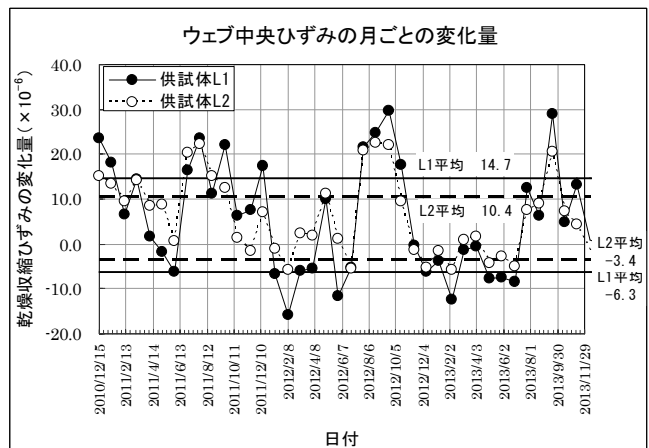


図 4.5.11 ウェブ中央ひずみの月ごとの変化量

試体 L1 が $6.3(\mu/月)$ ，供試体 L2 が $3.4(\mu/月)$ である．このように，JIS 試験で大きな収縮ひずみを示す配合 NO.1 のコンクリートを使用した供試体 L1 は，収縮側だけでなく膨張側のひずみの変化量も大きくなっている．

(3)鉄筋拘束に関する検討

既述により，供試体 L1 の鉄筋ひずみ計については計測結果の信頼性が乏しく，ここでは供試体 L2 を対象に議論を進める．図 4.5.12 は図 4.5.4 と同様，供試体 L2 におけるウェブ厚さ方向のひずみ分布を示したものであるが，図中には FEM の結果も併記している．FEM は，ウェブ中央での収縮ひずみが実測値と一致するように，収縮条件を設定した．FEM によると，鉄筋（ウェブ橋軸方向鉄筋）の直上断面における収縮ひずみの低下率は，断面平均で $225.7/269.0=84\%$ である．一方，実測結果は，鉄筋位置でのひずみが FEM より相当小さくなっているが，軸方向鉄筋がスターラップに 125mm 間隔で固定されており，鉄筋が自由に伸縮できる場合より拘束度が高くなっている可能性がある（写真 4.5.1）．

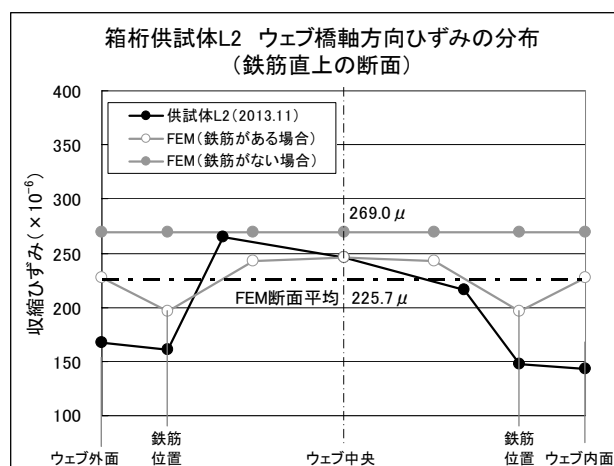


図 4.5.12 箱桁供試体 L1 ウェブ厚さ方向のひずみ分布

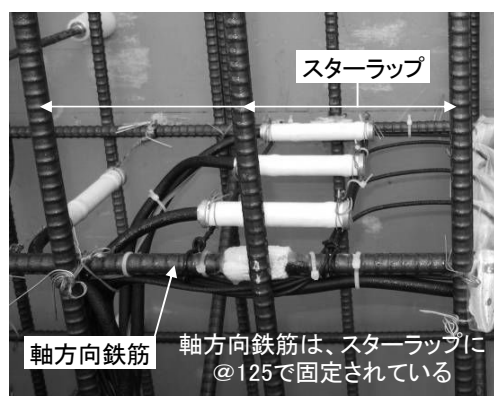


写真 4.5.1 ウェブの軸方向鉄筋

(4)基準類との比較

図 4.5.13 および図 4.5.14 において，計測値で信頼性の高いウェブ中央部のひずみと，諸基準による収縮ひずみ予測式とを対比した．なお，図中には，参考までにウェブ内面の表面ひずみの計測結果も示している．

予測式は，平成 24 年版道路橋示方書，2007 年版コンクリート標準示方書，2012 年版コンクリート標準示方書より引用した．各基準の予測式で使用する体積表面積比は，箱桁の全ての面が乾燥する場合 ($V/S=130\text{mm}$)，箱桁の妻面は乾燥しない場合 ($V/S=154\text{mm}$) の 2 ケースとした．

道路橋示方書では，環境条件に関する係数を相対湿度 70% の場合で $\lambda=3$ とし，これを体積表面積比に乗じた 390mm，462mm を仮想厚さとした．2012 年版コンクリート標準示方書では，有効部材厚 d として，計測を行った部位の厚さである 400mm と，2.2.3 で説明した体積表面積比の 4 倍の値である 520mm，616mm を用いた．

また，2.2.3 で述べたとおり，道路橋示方書と 2007 年版コンクリート標準示方書は，コンクリート温度で補正を行うようになっており，実測した温度で収縮ひずみの補正を行った．

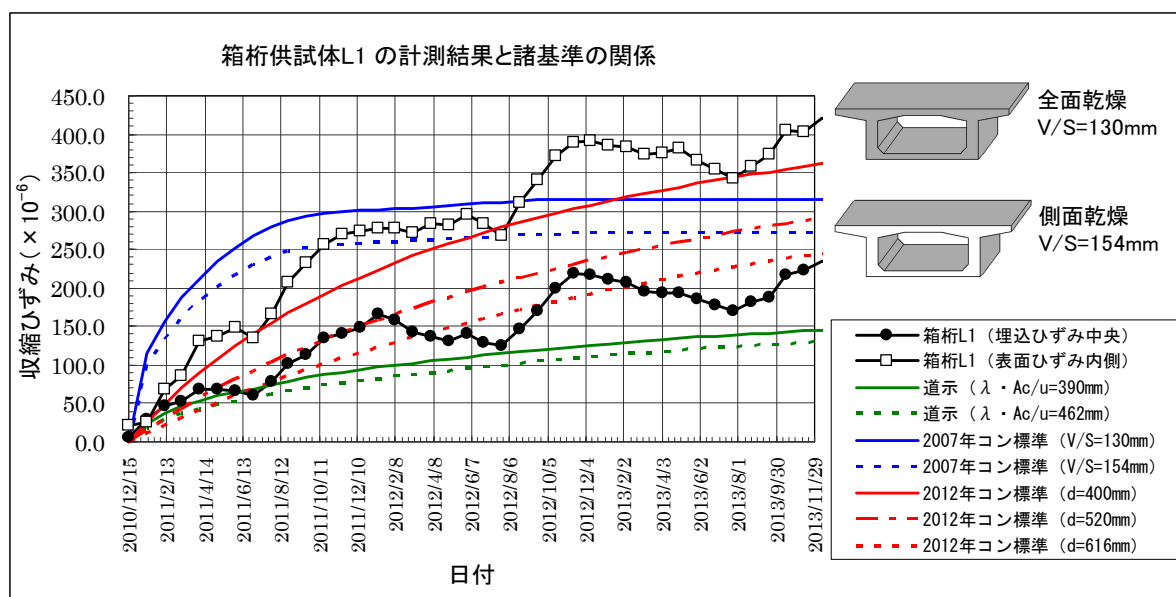


図 4.5.13 箱桁供試体 L1 の計測結果と基準予測式の比較

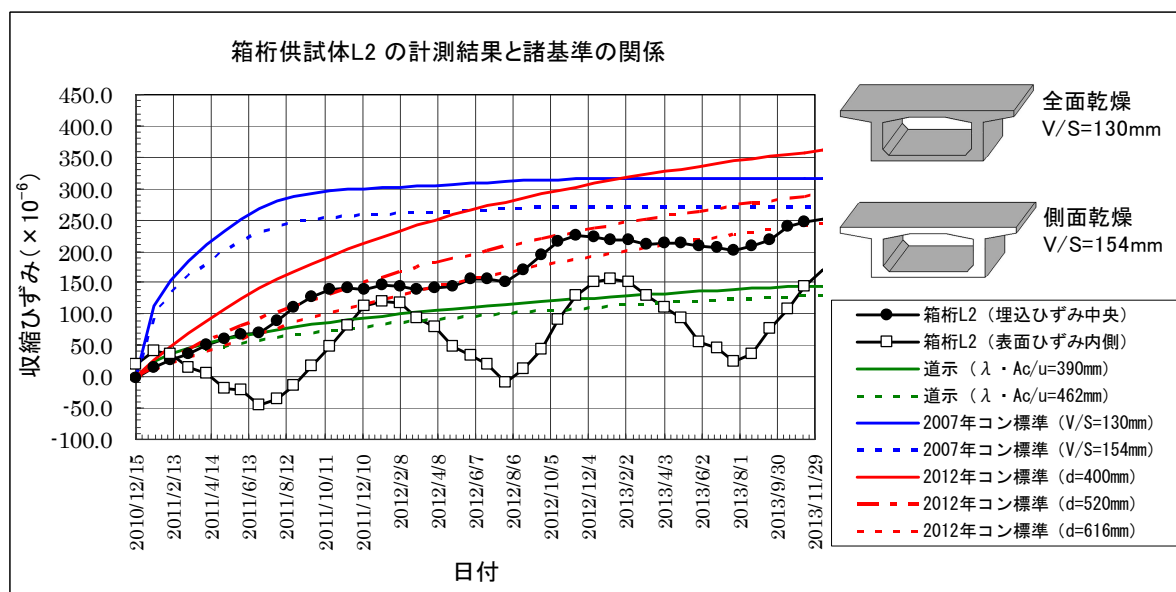


図 4.5.14 箱桁供試体 L2 の計測結果と基準予測式の比較

図 4.5.13 および図 4.5.14 によると、ウェブ中央部で計測された乾燥期間 3 年における収縮ひずみは、供試体 L1, L2 とともに道路橋示方書の予測値より大きくなっている。また、供試体 L1, L2 とともに、計測値は 2007 年版コンクリート標準示方書の予測値より小さく、2012 年版コンクリート標準示方書に対しては、有効部材厚を 400mm とした場合の予測値より小さく、体積表面積比の 4 倍で 520mm, 616mm とした場合の予測値とは概ね等しい結果になっている。道路橋示方書の予測値が小さめになっている理由は、3.4.2 で述べたように、乾燥収縮による応力がクリープで緩和されるため設計収縮ひずみをあえて小さくしているためであると考えられる。一方、コンクリート標準示方書の予測値が概ね大きめになっている理由は、「屋外の構造物の乾燥条件は、平均温度、平均湿度のみならず、温度・湿度の変動、日射、降雨などの影響を受ける。したがって、個別の構造物における収縮ひずみを正確に求める場合は、当該地域の気象データの温度、湿度だけ

でなく、当該構造物の乾燥条件をなるべく精密に考慮するのがよい。」との記述があるとおおり⁸⁾、外部の環境条件を考慮していないためであると考えられる。

道路橋示方書との対比においては、2.3.3 で検討したとおり、構造物に生じる最終ひずみが設計値の 3 倍に及ぶと構造の安全性に影響する恐れがあるが、乾燥期間 3 年の段階で計測値は道路橋示方書による予測値に対し最大で 2 倍程度の値となっている。また、2007 年版コンクリート標準示方書については、乾燥期間 3 年で予測値が概ね最終ひずみに収束しており、将来、計測値が予測値を上回る可能性が高い。一方、2012 年版コンクリート標準示方書については、有効部材厚として 616mm という大きな値を設定しても予測値が計測値を下回っておらず、概ね安全側の結果を導くものと考えられる。なお、供試体 L1 の表面ひずみ計はひび割れの影響を受け、現実の収縮ひずみを示していない可能性があるが、2012 年版コンクリート標準示方書で有効部材厚を 400mm とした場合の予測値は計測値に近くなっている。

4.5.2 角柱供試体

(1) 計測結果

供試体 S1～S3（配合 NO.1～NO.3）、S2O（配合 NO.2 で鉄筋量大）、S2E（配合 NO.2 で無筋）のウェブ橋軸方向ひずみについて、埋込ひずみ計の結果を比較したものを図 4.5.15、無応力計の結果を比較したものを図 4.5.16 に示す。また、同じ配合 NO.1（4.2.3 参照）で製作された箱桁供試体 L1 と角柱供試体 S1 の結果を比較したものを図 4.5.17 に、また、配合 NO.2 で製作された箱桁供試体 L2 と角柱供試体 S2 の結果を比較したものを図 4.5.18 にそれぞれ示す。

図 4.5.15、図 4.5.16 によると、乾燥材齢約 3 年におけるひずみは、

・埋込ひずみ計

| | |
|---------|-------------|
| 供試体 S1 | 約 130 μ |
| 供試体 S2 | 約 160 μ |
| 供試体 S2O | 約 140 μ |
| 供試体 S2E | 約 160 μ |
| 供試体 S3 | 約 120 μ |

・無応力計

| | |
|---------|-------------|
| 供試体 S1 | 約 120 μ |
| 供試体 S2 | 約 120 μ |
| 供試体 S2O | 約 110 μ |

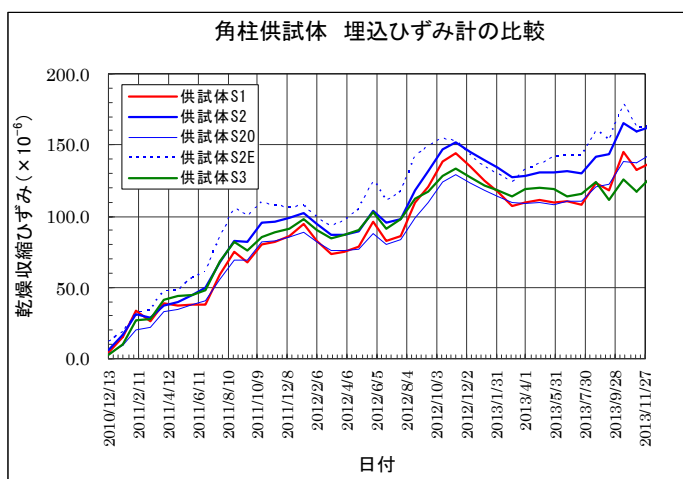


図 4.5.15 角柱供試体 埋込ひずみ計の計測結果比較

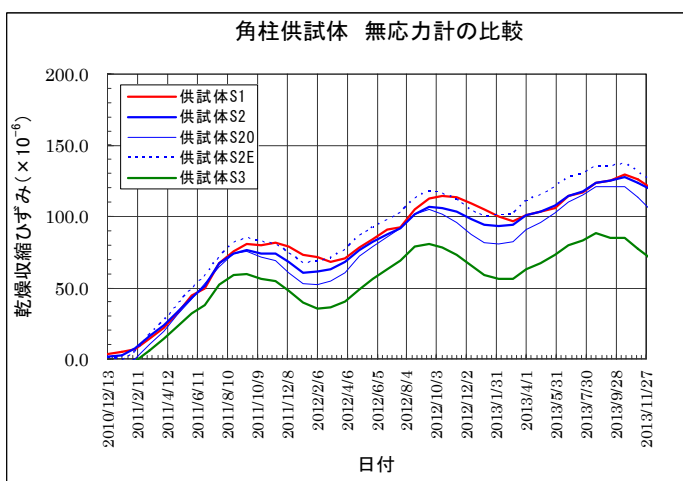


図 4.5.16 角柱供試体 無応力計の計測結果比較

供試体 S2E 約 130μ

供試体 S3 約 80μ

となった。

結果を以下に整理する。

- ・粗骨材による影響（供試体 S1, S2 の比較）

JIS 試験結果（表 4.2.2 参照）は、配合 NO.1 が 923μ ，配合 NO.2 が 539μ であったが、埋込ひずみ計では供試体 S2 の収縮ひずみが供試体 S1 の収縮ひずみより大きくなった。この原因も箱桁供試体と同様、ひび割れの影響で供試体 S1 の表面付近の収縮ひずみが解放され、全体の収縮ひずみが低下したことでありと考えられる。無応力計においては、供試体 S1 と S2 はほぼ同じ収縮ひずみを示した。

- ・混和材料の影響（供試体 S1, S3 の比較）

JIS 試験結果（表 4.2.2 参照）では、配合 NO.1 が 923μ に対し、配合 NO.1 に収縮低減剤と膨張材を混和した配合 NO.3 は 706μ であったが、埋込ひずみ計ではそこまでの差が得られなかった。無応力計では、明らかに供試体 S3 の収縮ひずみが小さい結果となった。

- ・鉄筋による影響（供試体 S2, S2O, S2E の比較）

軸方向に配置した鉄筋量は、供試体 S2O ($p=1.98\%$) > 供試体 S2 ($p=0.36\%$) > 供試体 S2E ($p=0.0\%$) であり、鉄筋拘束の影響により、この順に収縮ひずみが小さくなることが予想される。図 4.5.15, 図 4.5.16 におけるひずみの経時変化を見ると、埋込ひずみ計、無応力計ともに、計測結果は明らかにそのような傾向を示しており、鉄筋拘束の効果が確認された。

- ・形状の影響（箱桁供試体との比較）

図 4.5.17, 図 4.5.18 は、箱桁供試体、角柱供試体の埋込ひずみ計、無応力計による計測結果を比較して示したものである。これによると、箱桁供試体の埋込ひずみ計の結果が、他の計測結果と大きく異なっている。これは、箱桁の形状等、2 次的な要因であることは 4.5.1 で述べた。角柱供試体は箱桁供試体より形状が単純であり、埋込ひずみ計と無応力計が示す収縮ひずみの経時変化に大差がなく、収縮ひずみの大きさも、箱桁供試体の無応力計が示す値に近くなっている。

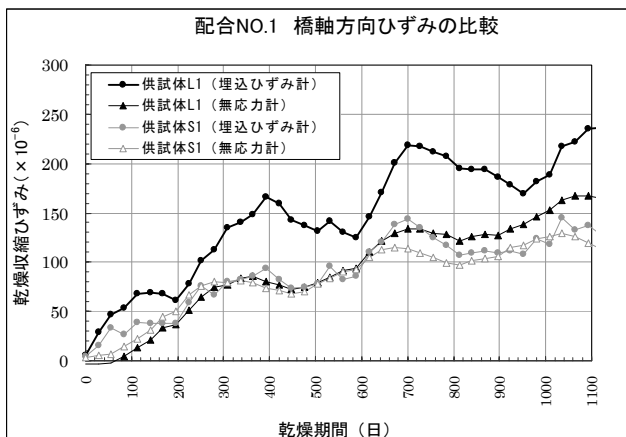


図 4.5.17 角柱供試体 S1 と箱桁供試体 L1 の比較（配合 NO.1）

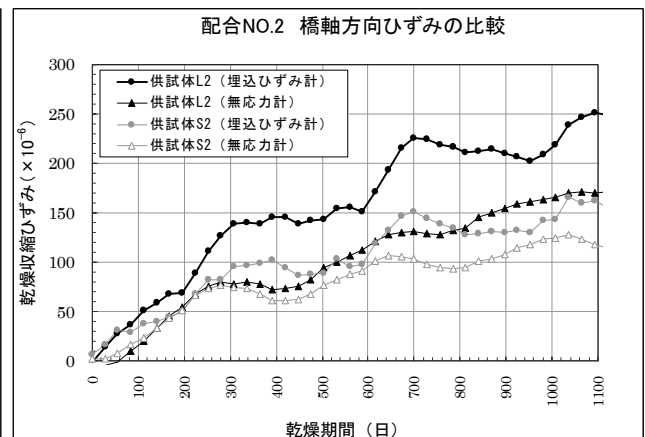


図 4.5.18 角柱供試体 S2 と箱桁供試体 L2 の比較（配合 NO.2）

(2)環境の影響

図 4.5.19, 図 4.5.20 は, 供試体 S1, S2 の埋込ひずみ計による計測結果と月降水量, 月平均湿度との関係を示したものである。箱桁供試体と同様, 収縮ひずみの経時変化と降水量および相対湿度の変化には一定の相関が認められる。また, 箱桁供試体ほど顕著ではないが, 収縮ひずみが大きい配合 NO.1 のコンクリートを使用した供試体 S1 は, 標準的な収縮ひずみを示す配合 NO.2 を使用した供試体 S2 に比べ, 収縮側, 膨張側ともに収縮ひずみの変化量が大きくなっている。

図 4.5.21 は, 供試体 S1, S2 の月ごとの収縮ひずみの変化量である。39 データのうち 29 データで, 供試体 S1 のひずみの変化量が供試体 S2 のひずみの変化量を上回っている。ひずみの変化量の平均値は, 収縮側で供試体 S1 が $10.2(\mu/\text{月})$, 供試体 S2 が $8.0(\mu/\text{月})$ であり, 膨張側で供試体 S1 が $7.5(\mu/\text{月})$, 供試体 S2 が $5.0(\mu/\text{月})$ となっている。

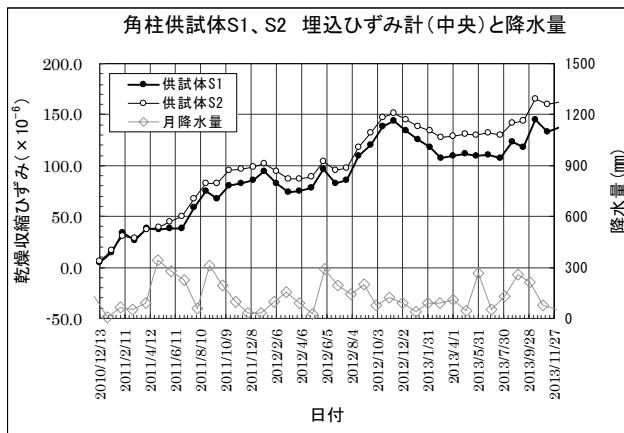


図 4.5.19 角柱供試体 中央部のひずみと降水量との関係

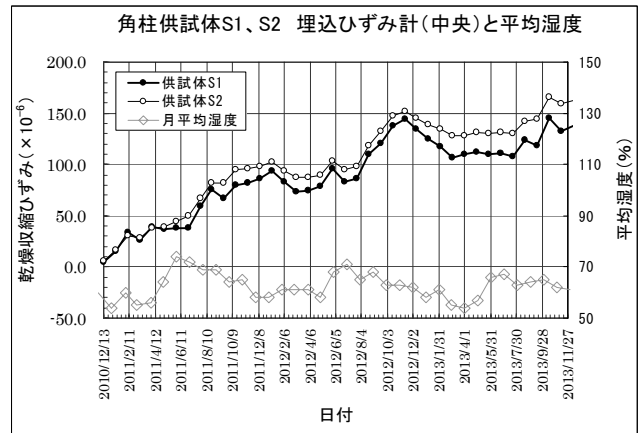


図 4.5.20 角柱供試体 中央部のひずみと平均湿度との関係

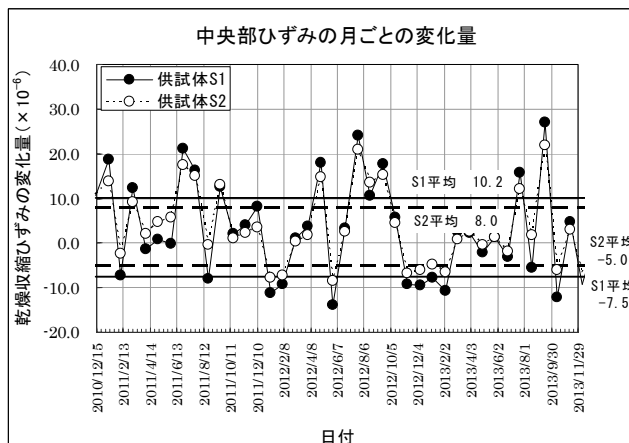


図 4.5.21 角柱供試体 中央部ひずみの月ごとの変化量

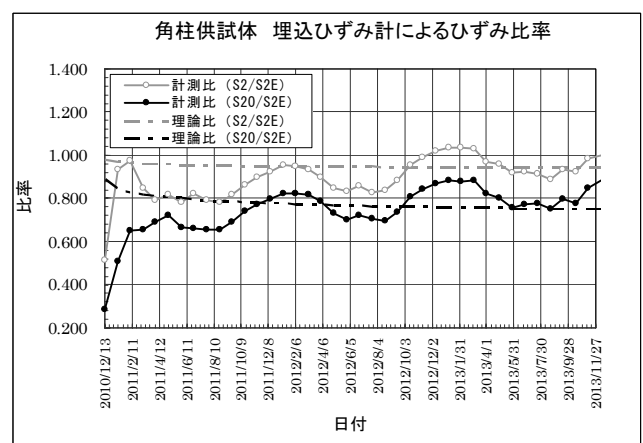


図 4.5.22 無筋供試体 S2E に対する有筋供試体 S2, S2O のひずみ比率

(3)鉄筋拘束に関する検討

図 4.5.22 は, 供試体 S2E (鉄筋比 $p=0.0\%$) に対する, 供試体 S2 ($p=0.36\%$), 供試体 S2O ($p=1.98\%$) の, 埋込ひずみ計による計測値の比率を示したものである。図には, 3.4.3 で示した鉄筋拘束の理論式に基づく比率も記載している(ただし, クリープ係数 ϕ は道路橋示方書に従い,

算出した)。これによると、乾燥期間 3 年までの計測において、実測結果は理論に概ね一致していると言える。

(4)基準類との比較

ここでは代表的な供試体として、無筋の供試体 S2E を抽出し、計測結果を諸基準の予測式と比較する。各基準の予測式で使用する体積表面積比は、供試体の全ての面が乾燥する場合 ($V/S=118\text{mm}$)、両側面のみが乾燥する場合 ($V/S=200\text{mm}$) の 2 ケースとした。前者は今回の供試体のケース、後者は実橋のウェブ部分に相当する。

箱桁供試体と同様、道路橋示方書では環境条件に関する係数 $\lambda=3$ を体積表面積比に乗じた 354mm , 600mm を仮想厚さとした。2012 年版コンクリート標準示方書では、有効部材厚 d として、計測を行った部位の厚さである 400mm と、体積表面積比の 4 倍の値である 472mm , 800mm を用いた。また、道路橋示方書と 2007 年版コンクリート標準示方書は、実測した温度で収縮ひずみの補正を行った。

埋込みひずみ計による計測値は、道路橋示方書の予測値に近く、コンクリート標準示方書の予測値より概ね小さくなっている。参考のため、南面の表面ひずみ計による計測値も示しているが、2012 年版コンクリート標準示方書は、実際の部材厚に近い 400mm や 472mm を有効部材厚とした場合に予測値が計測値を包括する。

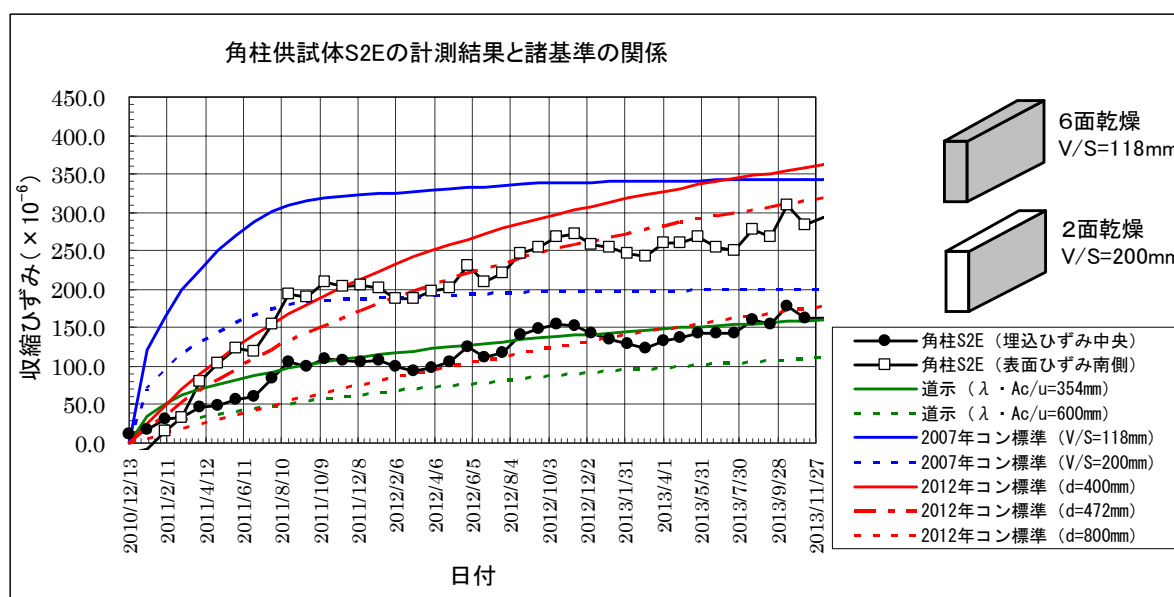


図 4.5.23 無筋供試体 S2E の計測結果と基準予測式の比較

4.5.3 実橋

(1)計測結果

実橋にも箱桁供試体と同様の計測機器を設置したが、ウェブの外側には景観と安全上の問題から表面ひずみ計を設置していない。また、明らかに計器の不調が見られた、

- ・ 西側ウェブ 鉄筋ひずみ計 (内側)
- ・ 東側ウェブ 鉄筋ひずみ計 (内側・外側)

については、以下で示すグラフからデータを除外している。

①ウェブの橋軸方向ひずみ

図 4.5.24, 図 4.5.25 は、橋軸方向の埋込みひずみ計（ウェブ外, 中, 内）, 鉄筋ひずみ計（西側ウェブ外側のみ）, 無応力計（ウェブ中）による計測結果を示したものである。乾燥期間 3 年におけるウェブの橋軸方向ひずみは、埋込みひずみ計の結果がウェブ中央で約 610μ （西側）と約 670μ （東側）, 表面から 100mm の位置で約 710μ （西側）と約 $730\sim$ 約 770μ （東側）であり、供試体に比べ大きな値を示しているが、これは、主にプレストレスによるクリープひずみの影響であると考えられる。構造計算書によると、橋軸方向に導入されたプレストレスによる弾性ひずみは、およそ 190μ となっている。これは、図 4.5.24, 図 4.5.25 で、材齢初期における無応力計と埋込みひずみ計のひずみ差から確認できる。計算上のクリープ係数は、道路橋示方書に従い算出すると材齢 3 年でおおよそ $\phi=2.2$ であり、プレストレスによるクリープひずみは、 $190 \times 2.2 = 420\mu$ となる。したがって、乾燥収縮による橋軸方向ひずみは、ウェブ中央で $(610\mu \sim 670\mu) - 420\mu = 190\mu \sim 250\mu$ という計算結果が得られるが、図 4.5.26, 図 4.5.27 に示すとおり、ウェブ中央の鉛直方向ひずみの測定結果がおおよそ $220 \sim 240\mu$ となっており、概ね一致する。

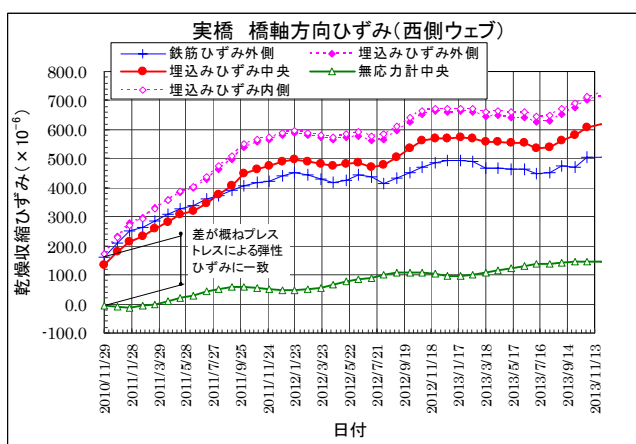


図 4.5.24 実橋 西側ウェブ 橋軸方向ひずみ

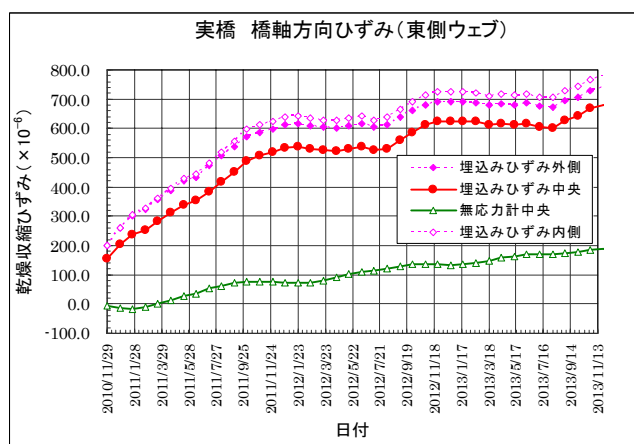


図 4.5.25 実橋 東側ウェブ 橋軸方向ひずみ

②その他ひずみ

図 4.5.26, 図 4.5.27 に、ウェブの鉛直方向と直角方向、および上下床版の橋軸方向の計測結果を示す。計測結果をグルーピングすると、

- ・上下床版橋軸方向の無応力計
 - ・ウェブ鉛直方向の埋込みひずみ計
 - ・ウェブ橋軸、鉛直方向の無応力計
 - ・ウェブ直角方向の埋込みひずみ計
 - ・ウェブ鉛直方向の表面ひずみ計
- となる。

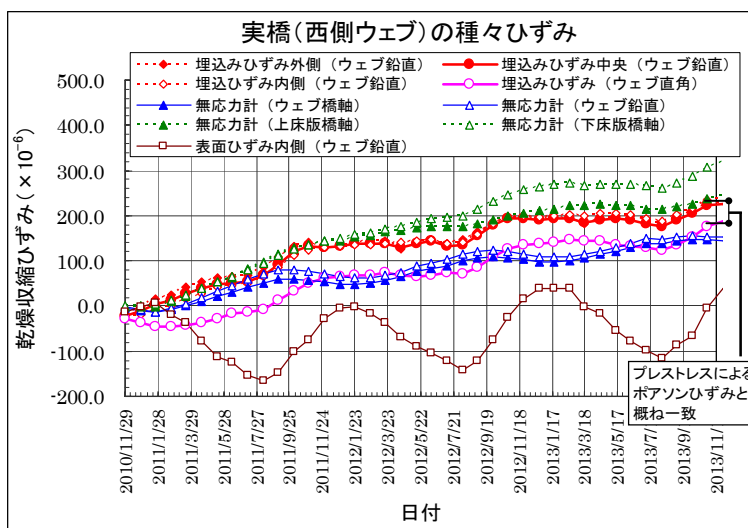


図 4.5.26 実橋 西側ウェブ 種々ひずみ

ウェブの表面ひずみを除き，収縮ひずみは列記した順に小さくなっていく．この理由は，橋軸方向はプレストレスのクリープひずみ，ウェブの鉛直方向は死荷重によるひずみが，それぞれ加算されること，また，ウェブの直角方向は，プレストレスのクリープによるポアソン効果によって収縮と相対する方向にひずみが生じるためであると考えられる．ここで，プレストレスのクリープによるポアソンひずみに着目すると，コンクリートのポアソン比が $1/6$ の場合，およそ $420\mu \times 1/6 = 70\mu$ のひずみ

となり，ウェブの鉛直方向と直角方向の計測値の差と概ね一致している．

なお，上床版については，上面に防水工，舗装工がなされたため，他部位に対し乾燥が進行しない可能性があったが，現実には供試体と変わらないレベルで収縮していることが分かった．ただし，乾燥開始から1年半が経過した頃から，下床版ひずみとの差が大きくなり始め，乾燥材齢3年でおおよそ 70μ ，下床版より収縮ひずみが小さくなっている．

(2) 供試体計測値との比較

図 4.5.28 に，実橋（東側ウェブ）の計測値を，箱桁供試体 L2，角柱供試体 S2 の計測値と比較した結果を示す．なお，実橋のデータはプレストレスに対するクリープの影響を除外するため，鉛直方向ひずみを使用した．

実橋，供試体 L2，供試体 S2 とともに，使用したコンクリートは乾燥収縮ひずみが標準的なものである．図より，実橋と箱桁供試体の計測結果は，埋込みひずみ計，無応力計ともに比較的良好な精度で一致していることが分かる．一方，角柱供試体は，実橋と比べ，埋込みひずみ計，無応力計ともに，計測値が小さくなっている．

これより，実構造物における乾燥収縮ひずみの経時変化を供試体の計測から良好な精度で推定するためには，部材厚さのみならず，形状も実構造物に合わせた供試体を用いる必要があることが分かる．

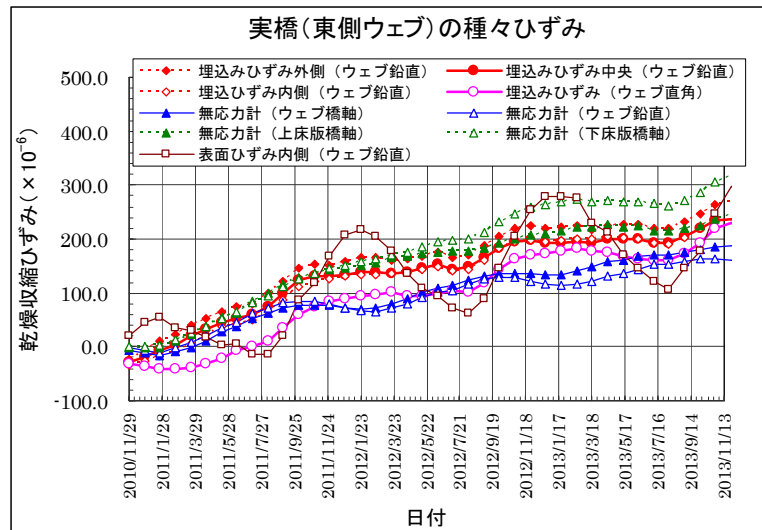


図 4.5.27 実橋 東側ウェブ 種々ひずみ

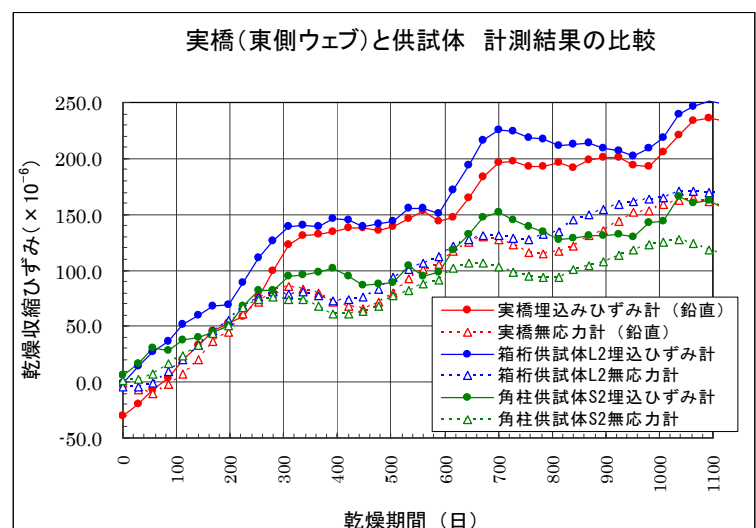


図 4.5.28 実橋と供試体 L2，供試体 S2 の計測結果比較

(3)基準類との比較

各基準の予測式で使用する体積表面積比は、箱桁の外気に接する面を均等に計上する場合 ($V/S=154\text{mm}$)、桁内の面積を 50%に低減する場合 ($V/S=187\text{mm}$) の 2 ケースとした。2.2.3 で述べたとおり、前者は道路橋示方書の標準的な考え方、後者は DIN の考え方に相当する。また、供試体の場合と同様、道路橋示方書では環境条件に関する係数 $\lambda=3$ を体積表面積比に乗じた 462mm 、 561mm を仮想厚さとした。2012 年版コンクリート標準示方書では、有効部材厚 d として、計測を行った部位の厚さである 400mm と、体積表面積比の 4 倍の値である 616mm 、 748mm を用いた。また、道路橋示方書と 2007 年版コンクリート標準示方書は、実測した温度で収縮ひずみの補正を行った。

結果は、箱桁供試体と同様で、埋込ひずみ計による計測値は道路橋示方書の予測値より大きく、最大で 2 倍程度となっている。また、2012 年版コンクリート標準示方書において、有効部材厚を 400mm とした場合の予測値は計測値より相当大きく、東側ウェブの表面ひずみ計による計測結果をも包括する。一方、有効部材厚を 616mm 、 748mm として場合の予測値は、埋込ひずみ計の計測値に近くなっている。

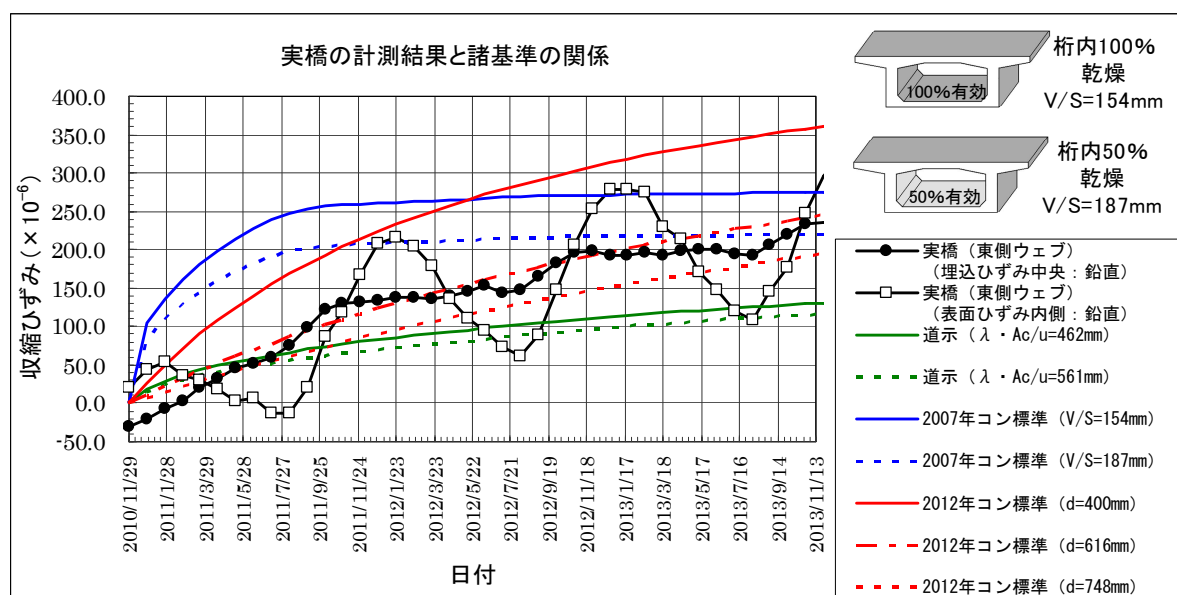


図 4.5.29 実橋(東側ウェブ)の計測結果と基準予測式の比較

4.6 まとめ

本章では、PC 上部工を模して製作した実物大供試体と実橋の、乾燥収縮ひずみの計測結果について報告した。およそ 3 年間の計測であるが、以下の事実が確認された。

- ・ JIS 試験で大きな収縮性状を示すコンクリートを使用した場合には、供試体表面に多くのひび割れが生じ、ひび割れ深さも深くなった。比較的大きな部材厚を有する構造物において、収縮ひずみが大きくなるコンクリートを使用した場合、表面と内部の収縮ひずみ差も大きくなり、内部拘束応力で表面近傍にひび割れが生じやすくなる。これより、使用性や耐久性について特別な配慮を要する場合には、JIS 試験結果に応じ乾燥収縮に対する対策が必要になると考えられる。

・実構造物の長期乾燥収縮ひずみは、JIS 試験結果ほど粗骨材による差が現れない可能性がある。収縮ひずみが大きいコンクリートを使用した場合、表面にひび割れが生じやすく、ひび割れによって表面の大きな収縮ひずみが解放され、全体の収縮ひずみを低下させることが原因と考えられる。

・供試体や実橋で計測された乾燥収縮ひずみは、道路橋示方書の予測値より大きく、最大で 2 倍程度の値を示した。道路橋示方書は、クリープによる応力緩和の影響を見越し設計用の収縮ひずみを小さく設定しており、2章の検討でも設計値の 2 倍程度の収縮ひずみまでは許容されることが分かっている。最終的な結論は長期の計測結果を待つ必要があるが、今後、乾燥収縮ひずみが予測値と乖離し、道路橋示方書の照査項目を満足しなくなる可能性は小さいと判断される。また、コンクリート標準示方書による予測値は計測値に等しいか、多くの場合で計測値を上回った。2007 年版コンクリート標準示方書による予測値は、乾燥期間 3 年で概ね最終ひずみに収束しており、供試体や実橋の乾燥収縮に収束傾向が見られないことから、将来、計測値が予測値を上回る可能性がある。2012 年版コンクリート標準示方書は、体積表面積比の 4 倍で相当大きい有効部材厚を設定しても予測値が計測値を下回ることがなく、逆に有効部材厚として実際の部材厚を設定した場合には計測された大きな表面ひずみまで包括する予測値を示すことが分かった。以上より、現行基準に従い設計を行う場合、JIS 試験結果に関わらず規定の照査項目を満足する可能性は高いと考えられる。

・箱桁のような複雑な形状の場合、平面保持の仮定により各部材の収縮ひずみは平均化されるため、ウェブのようなマッシュな部材でも乾燥収縮の進行が速くなる場合がある。このため、実構造物の乾燥収縮ひずみを供試体により推定するためには、形状を実構造と同一にした供試体を使用する必要があると考えられる。

次章では、JIS 試験で得られた乾燥収縮ひずみの経時変化を用いて、構造物に生じる収縮ひずみを予想する新しい予測式の構築を図るが、本章の実験結果も用いて予測式の精度について検証を行う。

【参考文献】

- 1) 大塚 歩, 三浦 千佳子, 浅本 晋吾, 睦好 宏史: 屋外暴露されたコンクリートの収縮性状に対する日射および降雨の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp501-506, 2008.
- 2) 小林 薫, 鈴木 雄大: 環境条件を変化させた RC 高架橋スラブ供試体の乾燥収縮の測定, 土木学会第 65 回年次学術講演会 pp303-304, 2010.
- 3) 井上和政, 三井健郎, 大野定俊, 岩清水隆: 乾燥収縮量が異なるコンクリートの乾燥収縮量に及ぼす部材厚の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, pp453-458, 2002.
- 4) 鈴木 雄大, 小林 薫, 鈴木 慎一: 鉄筋コンクリート高架橋の乾燥収縮ひずみの測定, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp473-478, 2010.
- 5) 日本道路協会 コンクリート橋小委員会幹事会資料
- 6) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編: 本編, 5.2.5 ヤング係数, pp39, 2012.
- 7) A.M.Neville.: Properties of Concrete, pp434, Pitnam, 1972.
- 8) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編: 標準, 1 編 部材の構造解析, 2.2 コンクリートの収縮・クリープ, pp106, 2012.

5章 部材厚を考慮した収縮ひずみの予測手法

5.1 はじめに

コンクリートの乾燥収縮ひずみを予測する手法は多く存在する。2.2 設計上の乾燥収縮では、各国の代表的な基準に記載されている予測式に基づき、JIS 供試体や PC 上部工規模の構造物を対象に収縮ひずみの経時変化について試算したが、予測式を構成するパラメータが基準ごとに異なっており、体積表面積比が同一でも得られる収縮ひずみが異なることが分かった。コンクリートに使用される材料の物性は各国で異なるため、同じ配合でも収縮ひずみが異なる可能性はあるが、わが国の基準であるコンクリート標準示方書、道路橋示方書を比べても、予測される収縮ひずみの経時変化は異なっている（図 2.2.1）。3.4.2 で述べたように、道路橋示方書ではクリープによる応力緩和の影響を考慮し設計用の収縮ひずみを小さくしており、算出される乾燥収縮ひずみの精度より設計の利便性を重視している。このように、乾燥収縮を実際の現象として材料の特性値に重きをおくのか、作用の結果としての応答値に重きをおくのかによって、予想される収縮ひずみの大きさは異なる。何れにせよ、乾燥収縮に限らず荷重等の作用は全て大きさにばらつきがあるため、どのようなコンクリートを使用する場合でも構造物の安全性が確保されるよう、適切な予測式を使用し設計を行うことが重要である。

4章では、実橋をモデルに製作した供試体の乾燥収縮ひずみの計測結果を、道路橋示方書やコンクリート標準示方書による予測値と比較した。供試体には、JIS 試験による収縮ひずみが 923μ 、 539μ と大きく異なる 2 種類のコンクリートを使用した。単位水量等の配合条件は概ね同一であることから、予測式ではこうした収縮ひずみの差を表現することができなかった。供試体に使用したコンクリートの乾燥収縮ひずみは、骨材の産地によって異なっている。このため、ヤング係数等、粗骨材の物理的性質を評価しなければ収縮ひずみの差を表現できないと考えられるが、骨材のヤング係数を測定することは一般的に困難であり、構築された予測式も煩雑となるため、あまり実用的でないことが想像される。収縮ひずみが骨材の性状で異なるならば、その骨材を使って製造されたコンクリートの収縮ひずみを実際に測定するのが好ましく、JIS 試験結果で得られた特性値から収縮ひずみの設計値を決定することが現実的である。ただし、JIS 試験は $100\times 100\times 400\text{mm}$ という小型供試体を用いた迅速試験のため、実構造物における収縮ひずみの経時変化に置き換える場合には、部材寸法の影響を考慮する必要がある。

本章では、コンクリートの乾燥収縮ひずみの経時変化は双曲線関数に従うこと、また、その進行度は拡散理論に従い部材厚さの二乗に比例して遅くなること、という 2 つの事実を実験結果に基づき検証し、それにより JIS 試験結果から実構造物の収縮ひずみを一定の精度で予測することが可能であることを示した¹⁾。これにより、コンクリートの乾燥収縮ひずみを大きくする粗骨材を使用する場合でも、JIS 試験から設計用の収縮ひずみを得ることができ、安全な設計を行うことが可能になると考えられる。

5.2 試験室レベルの供試体による検討

(1) 実験概要

① 使用材料および配合

実験には、ある地域の JIS 認証を受けた 7 つのレディーミクストコンクリート工場で製造され

た、呼び方が「普通24-8-20BB」の高炉セメントB種が用いられた生コンクリート、および「普通27-18-20N」の普通ポルトランドセメントが用いられた生コンクリートを用いた。「普通24-8-20BB」における水セメント比、単位水量および骨材の種類を表5.2.1に示す。各工場の工場名は、製造されたコンクリートの乾燥収縮ひずみが大きいものから順に、Ⅰ工場からⅦ工場とした。また、別の地域のJIS認証を受けたレディーミクストコンクリート工場（以下、Ⅷ工場とよぶ）で製造された、呼び方が「普通30-10-20N」の生コンクリートも実験に用いた。

表 5.2.1 実験に用いた生コンクリートの水セメント比、単位水量および骨材の岩種

| 工場名 | 呼び方 | W/C (%) | 単位水量 (kg/m ³) | 細骨材の種類 (岩種) | | 粗骨材の種類 (岩種) | |
|-----|--------------|---------|---------------------------|-------------|-------|-------------|---------|
| | | | | 細目 | 粗目 | 5～15mm | 10～20mm |
| Ⅰ | 普通 24-8-20BB | 52.7 | 159 | 海砂 | 川砂 | 川砂利 | |
| Ⅱ | | 55.0 | 161 | 石灰岩 | 流紋岩 | 流紋岩 | |
| Ⅲ | | 54.0 | 170 | 安山岩 | | 安山岩 | 閃緑岩 |
| Ⅳ | | 53.2 | 173 | 海砂 | 石英安山岩 | 石英安山岩 | |
| Ⅴ | | 52.7 | 164 | 海砂 | 安山岩 | 安山岩 | |
| Ⅵ | | 54.0 | 162 | 花崗岩 | | 花崗岩 | |
| Ⅶ | | 55.0 | 163 | 石灰岩 | 砂岩 | 安山岩 | |
| Ⅷ | 普通 30-10-20N | 48.0 | 175 | 硬質砂岩 | 海砂 | 硬質砂岩 | |

②乾燥収縮ひずみの測定に用いた供試体

はじめに、型枠を用いて100×100×400mmおよび150×150×530mmの角柱供試体を製作した。供試体は、打設後24時間型枠内で養生し、脱型後直ちに水中養生を材齢3日まで行った。

材齢4日に、100×100×400mmの角柱供試体からコアドリルを用い、φ50×100mmおよびφ75×150mmの円柱供試体を製作した。なお、コアドリルによる切削の影響について調べるため、型枠を用いて製作したφ75×150mmの円柱供試体と、100×100×400mmの角柱供試体からコアドリルによって製作したφ75×150mmの円柱供試体の乾燥収縮ひずみを比較した結果を図5.2.1に示す。

○、□および△が、型枠を用いて製作した円柱供試体の乾燥収縮ひずみで、●、■および▲が、コアドリルによって製作した円柱供試体の乾燥収縮ひずみである。結合材に普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメントおよび低熱高炉セメントB種を用いたが、いずれの場合においても、型枠を用いて製作した円柱供試体で測定された乾燥収縮ひずみと、コアドリルを用いて製作された円柱供試体より測定された乾燥収縮ひずみとの間には、有意な差は認められない。

乾燥収縮ひずみの測定に用いたφ50×

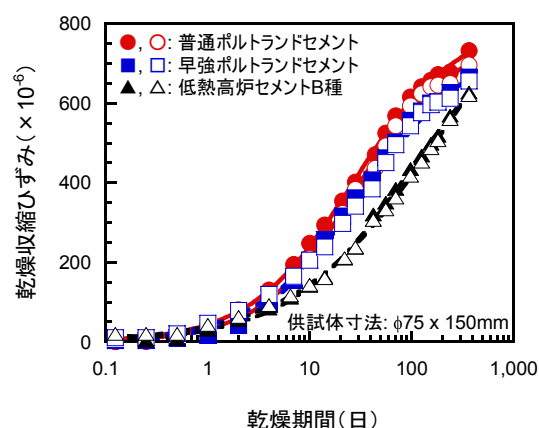


図5.2.1 コア抜きによる成形が乾燥収縮ひずみに与える影響

100mmと $\phi 75 \times 150$ mmの円柱供試体、および $100 \times 100 \times 400$ mmと $150 \times 150 \times 530$ mmの角柱供試体には、乾燥収縮ひずみを測定するための測定用ゲージを貼り付け、材齢7日まで、温度が $20 \pm 2^\circ\text{C}$ で相対湿度が95%以上の湿潤の環境が保たれた、底面に水を張った密閉容器内に保管した。円柱供試体の上面および底面は、エポキシ樹脂で封かんし、側面のみを乾燥状態とした。

③乾燥収縮ひずみの測定方法

$\phi 50 \times 100$ mmの円柱供試体の長さ変化の測定には、写真5.2.1に示すリニアゲージ（検長：100mm，最小目盛り：5/10,000mm）を用いた。

また、 $\phi 75 \times 150$ mmの円柱供試体の長さ変化の測定には、検長が150mmで、最小目盛りが1/1,000mmのリニアゲージを用いた。 $100 \times 100 \times 400$ mmおよび $150 \times 150 \times 530$ mmの角柱供試体の長さ変化は、JIS A 1129-2: 2001に示されるコンタクトゲージ法により、ホイットモア式ひずみ計（検長：250mm，最小目盛り：1/1,000mm）を用いて測定した。なお、乾燥収縮ひずみの測定に用いた $\phi 50 \times 100$ mmの円柱供試体数は2本で、その他の供試体の供試体数は1本ずつである。 $100 \times 100 \times 400$ mmおよび $150 \times 150 \times 530$ mmの角柱供試体の乾燥収縮ひずみは、打設面およびその反対面を除く2面のそれぞれ2か所で変位の測定を行った。なお、乾燥収縮ひずみの測定は、温度が $20 \pm 2^\circ\text{C}$ で、相対湿度が $60 \pm 5\%$ の恒温恒湿度室内で行った。

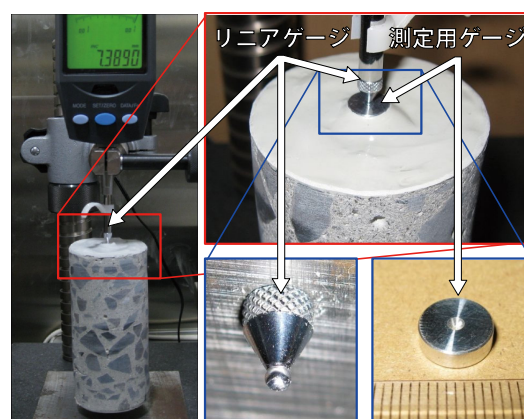


写真5.2.1 リニアゲージと円柱供試体

(2)乾燥収縮ひずみと供試体寸法の関係

図5.2.2は、表5.2.1に示した7つのレディーミクスコンクリート工場から出荷された、呼び方が「普通24-8-20BB」の生コンクリートの乾燥収縮ひずみの経時変化を示したものである。供試体には、JIS A 1129に従い、 $100 \times 100 \times 400$ mmの角柱供試体を用いている。呼び方が同じ、すなわち、強度、スランプ、空気量、粗骨材の最大寸法および結合材が同じで、配合もほぼ同じコンクリートであっても、製造された工場により乾燥収縮ひずみは、小さいものと大きいもので約1.5倍以上に異なることが分かる。すなわち、配合や強度から乾燥収縮ひずみを予測する場合には、図5.2.2に示す工場ごとのばらつき程度の不確実性が生じることになる²⁾。したがって、より高い精度で、実構造物に生じる乾燥収縮ひずみを把握するためには、構造物の施工に実際に用いる生コンクリートを用い、 $100 \times 100 \times 400$ mmの角柱供試体からJIS A 1129によって求められた乾燥収縮ひずみを基に、実構造物に生じる乾燥収縮ひずみを予測する必要がある。

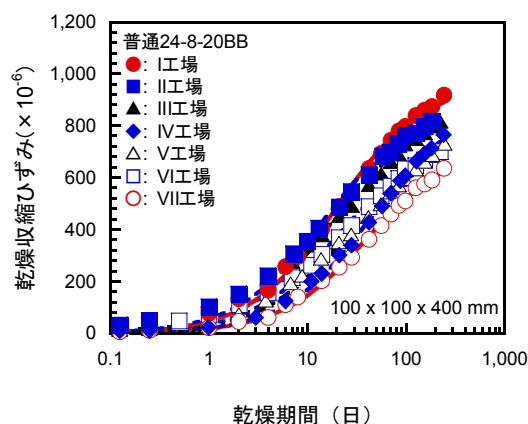


図 5.2.2 生コンクリートの乾燥収縮ひずみの比較

ACIやISO 1920-8: 2009 Testing of concrete - Part 8に示されるように、コンクリートの乾燥

収縮ひずみの経時変化は、式(1)に示される双曲線で表されると、一般に言われている。

$$\varepsilon_{sh}(t) = \frac{b \cdot t}{a + t} \quad (1)$$

ここに、 $\varepsilon_{sh}(t)$ は、乾燥期間 t （日）における乾燥収縮ひずみ（ $\times 10^{-6}$ ）で、 a および b は、実験値から求める未定係数で、コンクリートの乾燥収縮ひずみの経時変化を表す項および乾燥収縮ひずみの最終値（ $\times 10^{-6}$ ）である。

図5.2.2に示した7つのレディーミクストコンクリート工場より出荷されたコンクリートの乾燥収縮ひずみの経時変化を表す曲線は、式(1)に示す双曲線を用いた回帰曲線であり、回帰曲線と実験値がよく一致していることが分かる。

コンクリートの乾燥収縮ひずみは、コンクリート中の水分の移動によって生じる現象である。コンクリート中の水分が拡散理論に従って移動するとすれば、寸法の異なる供試体で、その乾燥収縮ひずみが同じ大きさになるまでの時間は、供試体の断面の厚さの二乗にほぼ比例する。すなわち、図5.2.3に示すように、部材厚 d_0 の供試体の乾燥期間 t_0 における乾燥収縮ひずみと、部材厚 d_1 の供試体の乾燥期間 t_1 における乾燥収縮ひずみが等しくなるとすれば、以下の関係が成り立つ。

$$t_0 = \left(\frac{d_0}{d_1} \right)^2 \cdot t_1 \quad (2)$$

部材厚 d_0 および d_1 の供試体における乾燥収縮ひずみの経時変化を表す項が、それぞれ、 a_0 および a_1 であるとし、部材厚 d_0 および d_1 の供試体の乾燥収縮ひずみが、それぞれ、式(3)および式(4)で表されるとする。

$$\varepsilon_{sh}(t) = \frac{b \cdot t}{a_0 + t} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{sh}(t) = \frac{b \cdot t}{a_1 + t} \quad (4)$$

部材厚 d_0 の供試体の乾燥期間 t_0 における乾燥収縮ひずみと、部材厚 d_1 の供試体の乾燥期間 t_1 における乾燥収縮ひずみが等しくなることから、

$$\begin{aligned} \frac{b \cdot t_1}{a_1 + t_1} &= \frac{b \cdot t_0}{a_0 + t_0} \\ &= \frac{b \cdot \left(\frac{d_0}{d_1} \right)^2 \cdot t_1}{a_0 + \left(\frac{d_0}{d_1} \right)^2 \cdot t_1} = \frac{b \cdot t_1}{\left(\frac{d_1}{d_0} \right)^2 \cdot a_0 + t_1} \end{aligned} \quad (5)$$

となり、以下の関係が成り立つ。

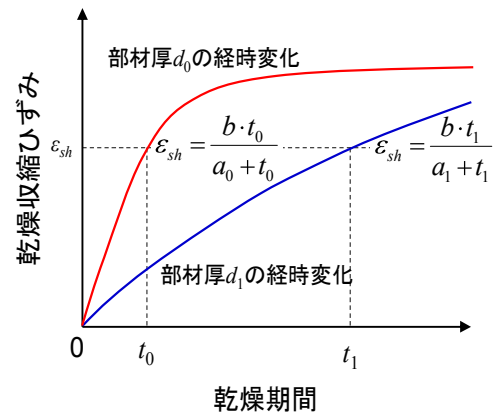


図 5.2.3 部材厚が異なる供試体の乾燥収縮ひずみの経時変化

$$a_1 = \left(\frac{d_1}{d_0} \right)^2 \cdot a_0 \quad (6)$$

100×100×400mmの角柱供試体を用いるJIS A 1129に従い求めた乾燥収縮ひずみの経時変化を回帰した、乾燥収縮ひずみの経時変化を表す項 a および乾燥収縮ひずみの最終値 b を用いれば、部材厚 d の供試体の乾燥収縮ひずみは、次式によって表される。

$$\varepsilon_{sh}(t) = \frac{b \cdot t}{\left(\frac{d}{100} \right)^2 \cdot a + t} \quad (7)$$

ここに、 $\varepsilon_{sh}(t)$ は、乾燥期間 t （日）における乾燥収縮ひずみ（ $\times 10^{-6}$ ）で、 d は、供試体の厚さ（mm）である。

図5.2.4から図5.2.10は、表5.2.1に示した7つのレディーミクストコンクリート工場から出荷された、呼び方が「普通24-8-20BB」のコンクリートの乾燥収縮ひずみの経時変化を示したものである。供試体には、 $\phi 50 \times 100 \text{mm}$ の円柱供試体、 $\phi 75 \times 150 \text{mm}$ の円柱供試体および100×100×400mmの角柱供試体の3種類を用いている。図中に示される曲線は、工場ごとに全ての供試体のデータを用い、式(7)により回帰し、未定係数 a および b の最適値を求め、供試体の厚さ d に応じて計算を行った結果である。赤の実線は、 $\phi 50 \times 100 \text{mm}$ の円柱供試体（ $d=50 \text{mm}$ ）を、青の点線は、 $\phi 75 \times 150 \text{mm}$ の円柱供試体（ $d=75 \text{mm}$ ）を、黒の一点鎖線は、100×100×400mmの角柱供試体（ $d=100 \text{mm}$ ）の計算結果を示している。図5.2.4に示すI工場の生コンクリートの乾燥収縮ひずみのように、供試体の寸法による差が小さいものもあるが、乾燥収縮ひずみの進行速度は、寸法の大きな供試体ほど遅くなっている。このように、部材寸法が乾燥収縮ひずみの進行速度に影響を与えるとする考え方は、2.2.3で示したとおり、CEB-FIP、DIN、道路橋示方書等の基準における予測式で見られる。

乾燥収縮ひずみの経時変化が式(7)に従うとすれば、100×100×400mmの角柱供試体で乾燥期間182日（26週）に測定される乾燥収縮ひずみの大きさは、 $\phi 50 \times 100 \text{mm}$ の円柱供試体であれば、 $182 \text{日} \times (50 \text{mm}/100 \text{mm})^2$ から乾燥期間45日の値と、また、 $\phi 75 \times 150 \text{mm}$ の円柱供試体であれば、 $182 \text{日} \times (75 \text{mm}/100 \text{mm})^2$ から乾燥期間102日の値と、ほぼ一致することになる。図5.2.4から図5.2.10には、 $\phi 50 \times 100 \text{mm}$ の円柱供試体の乾燥期間6週（およそ45日）における乾燥収縮ひずみと、100×100×400mmの角柱供試体の乾燥材齢が26週（182日）における乾燥収縮ひずみの比較を行っているが、これらの図からも、I工場とIV工場で得られた結果を除き、両者の値はほぼ一致していることが分かる。

図5.2.11は、Ⅷ工場から出荷された、呼び方が「普通30-10-20N」の生コンクリートを用いて製作した供試体の乾燥収縮ひずみの経時変化を示したものである。供試体には、 $\phi 50 \times 100 \text{mm}$ および $\phi 75 \times 150 \text{mm}$ の円柱供試体と、100×100×400mmおよび150×150×530mmの角柱供試体の4種類を用いている。この図に示される曲線も、式(7)を用いて回帰を行った結果である。 $\phi 50 \times 100 \text{mm}$ の供試体の乾燥収縮ひずみは、炭酸化の影響を受け、他の寸法の供試体で測定された乾燥収縮ひずみよりも大きめとなっているが、実験結果と式(7)を用いて回帰を行った結果は、ほぼ一致していることが分かる。すなわち、断面の寸法が50mmから150mmの範囲と、試験室レベルの供試体においては、コンクリートの乾燥収縮ひずみの最終値は、供試体寸法によらずほぼ同じと見なすことが可能で、乾燥収縮ひずみの経時変化を表す項は、供試体の寸法の二乗に比例して

大きくなると言える。

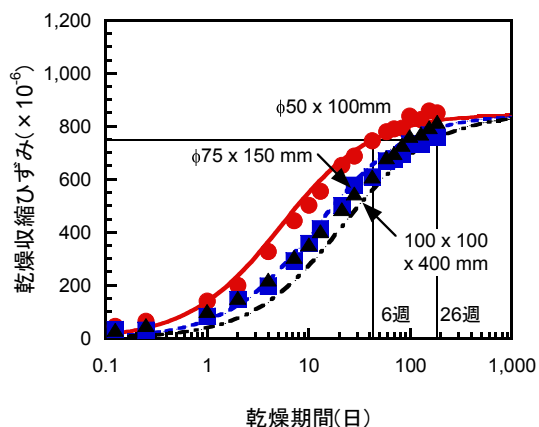


図 5.2.4 I 工場の測定結果

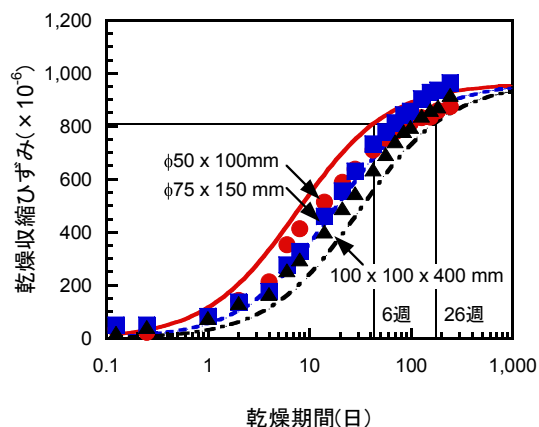


図 5.2.5 II 工場の測定結果

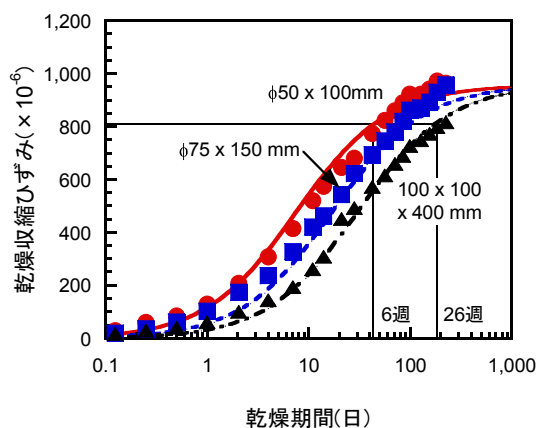


図 5.2.6 III 工場の測定結果

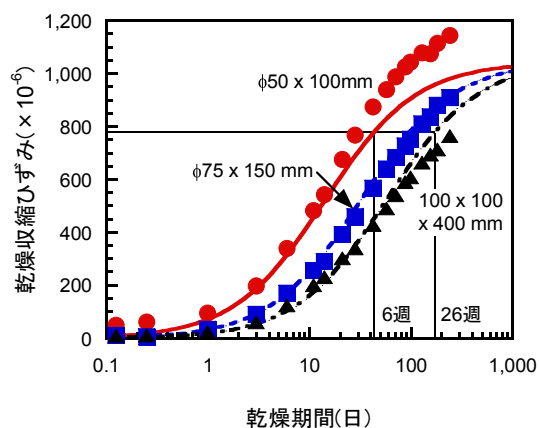


図 5.2.7 IV 工場の測定結果

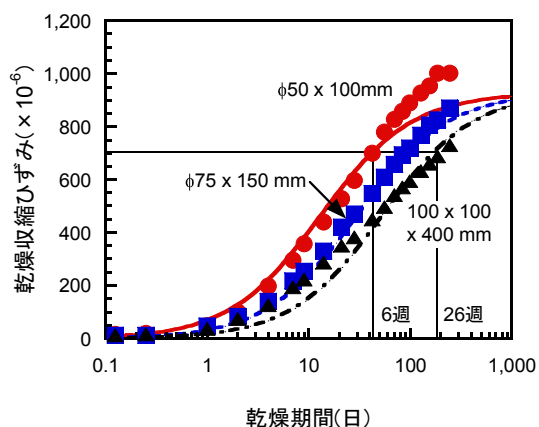


図 5.2.8 V 工場の測定結果

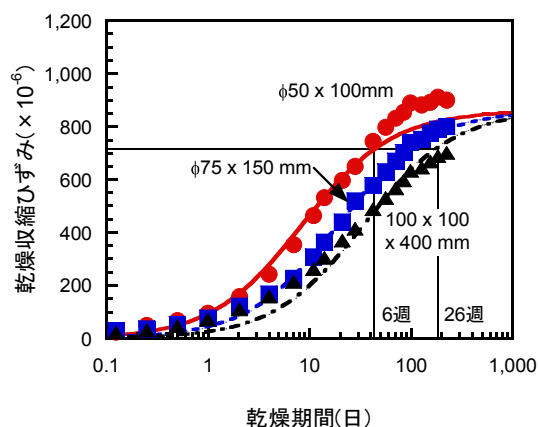


図 5.2.9 VI 工場の測定結果

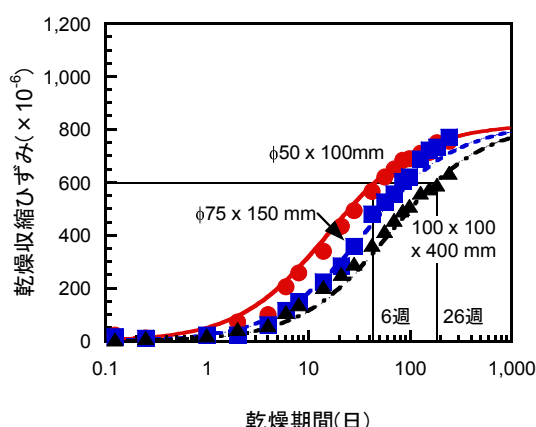


図 5.2.10 VII工場の測定結果

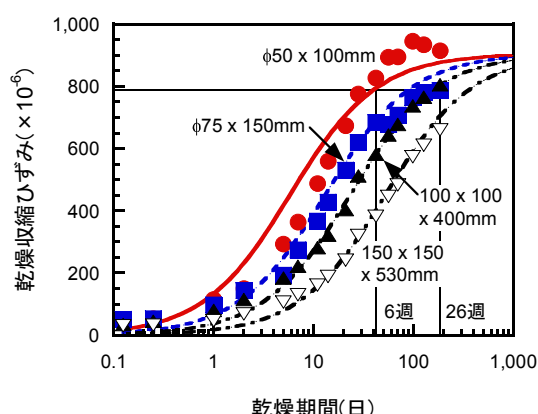


図 5.2.11 VIII工場の測定結果

(3)乾燥収縮ひずみの早期判定試験への応用

コンクリートの乾燥収縮ひずみが式(1)に示される双曲線によって表されるとすれば、乾燥期間6週（42日）における乾燥収縮ひずみに対する26週（182日）の乾燥収縮ひずみの比は、式(8)で表される。短期の乾燥収縮ひずみのデータから長期の乾燥収縮ひずみの大きさを予測する場合、式(8)に示されるように、両者の比は、乾燥収縮ひずみの経時変化を表す項 a の値によって決まる。すなわち、同じ大きさの供試体の早期材齢で測定された乾燥収縮ひずみを基に、乾燥期間26週（182日）のような長期の乾燥期間における乾燥収縮ひずみを推定するためには、コンクリートによって異なる乾燥収縮ひずみの経時変化を表す項 a の値があらかじめ分かっている必要はない。

$$\frac{\frac{b \cdot 182}{a + 182}}{\frac{b \cdot 42}{a + 42}} = \frac{182}{42} \cdot \frac{a + 42}{a + 182} \quad (8)$$

これに対して、図5.2.12および図5.2.13に示されるように、φ50×100mmの円柱供試体で測定された乾燥期間6週（42日）における乾燥収縮ひずみに対する100×100×400mmの角柱供試体で26週（182日）に測定された乾燥収縮ひずみの比は、コンクリートによらず、ほぼ1に近い値となる。なお、図5.2.12および図5.2.13は、それぞれ、呼び方が「普通24-8-20BB」および「普通27-18-20N」のコンクリートの結果である。φ50×100mmの円柱供試体で測定された乾燥期間6週における乾燥収縮ひずみに対する100×100×400mmの角柱供試体で26週に測定された乾燥収縮ひずみの比は、呼び方が「普通24-8-20BB」のコンクリートの場合は、0.82から1.23の範囲にあり、呼び方が「普通27-18-20N」のコンクリートでは、0.93から1.09の範囲にある。図5.2.2に示すとおり、同じ呼び方のコンクリートの乾燥収縮ひずみでも、乾燥期間26週における値が、およそ600 μ から900 μ の範囲にあることと比較すれば、工学的に妥当な範囲で予測が行われていると考えられる。すなわち、乾燥収縮ひずみの経時変化を表す項の値が分かっている場合であっても、φ50×100mmの円柱供試体で求められた乾燥期間6週（42日）における乾燥収縮ひずみから、100×100×400mmの角柱供試体で乾燥期間26週（182日）に生じる乾燥収縮ひずみを推定することが

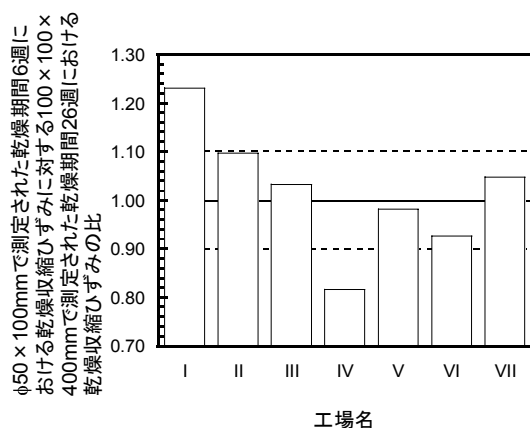


図 5.2.12 「普通 24-8-20BB」のコンクリートの場合

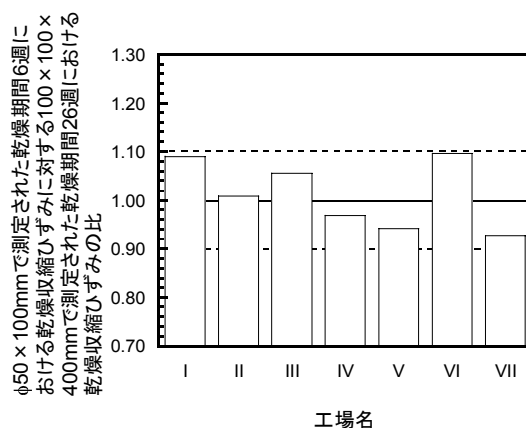


図 5.2.13 「普通 27-18-20N」のコンクリートの場合

可能であると考えられる。

5.3 実物大供試体より採取したコアによる検討

(1) 概要

4章では、実橋および実橋を模した実物大供試体において、乾燥収縮ひずみを直接測定した結果について考察した。ここでは、箱桁供試体より時間をおいてコアを採取し、部材の残存乾燥収縮ひずみの経時変化について、採取したコアの長さ変化試験により検証を行った。

まず、4章で述べた箱桁供試体 L1（乾燥収縮ひずみが大きい配合 NO. 1 のコンクリートを使用）、L2（乾燥収縮ひずみが標準的な配合 NO. 2 のコンクリートを使用）から、図 5.3.1 に示すように型枠脱型から 71 日後、191 日後、344 日後および 528 日後に $\phi 70\text{mm} \times 500\text{mm}$ のコアを採取した。写真 5.3.1 に、脱型から 71 日後の 1 回目のコア採取の状況を示す。コアを採取した位置は、4 ヶ所ともウェブと上床版の付け根近傍で、乾燥条件に大きな差はない。また、コアは水分が最も多く残り、乾燥収縮ひずみが最も生じていないと考えられる部材の中央部より採取した。すなわち、厚さが概ね 400mm の部材中央で、奥行きが約 850mm の位置よりコアの採取を行った。

また、図 5.3.2 と図 5.3.3 に示すとおり、箱桁供試体の設置位置で実際に計測した気温と相対湿度の年平均値は、それぞれ 15℃と 70%であった。

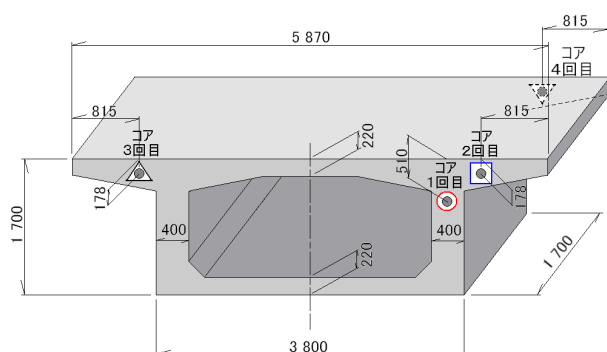


図 5.3.1 箱桁供試体のコア抜き位置図(単位:mm)
(左が北側)



写真 5.3.1 1回目のコア抜き状況

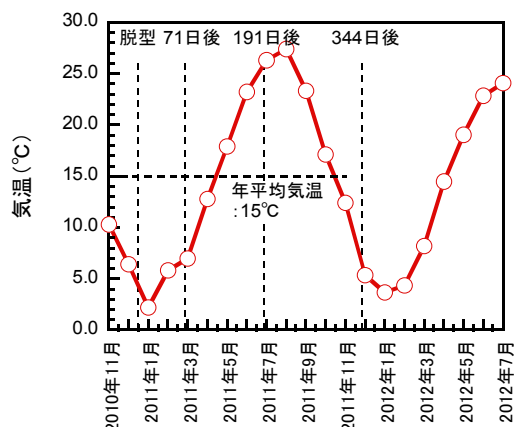


図 5.3.2 箱桁供試体設置位置
の年平均気温

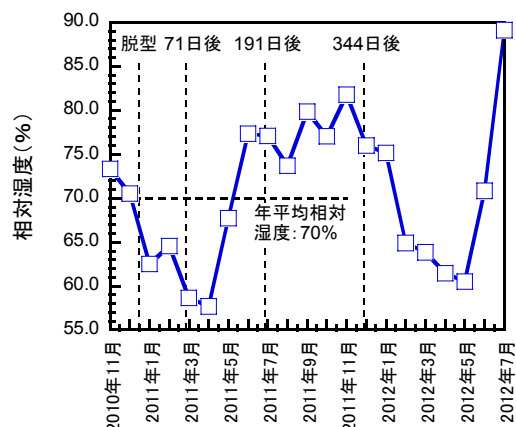


図 5.3.3 箱桁供試体設置位置
の年平均相対湿度

次に、採取したコアを $\phi 50 \times 100\text{mm}$ に成形した円柱供試体を用いて、乾燥収縮ひずみの測定を行った。 $\phi 50 \times 100\text{mm}$ の円柱供試体には、乾燥収縮ひずみの測定用ゲージを写真5.2.1に示すように円柱供試体の上面および底面に取り付けた後、エポキシ樹脂で封かんし、側面のみが乾燥する状態とした。また、測定用ゲージを取り付けた後、温度 $20 \pm 2^\circ\text{C}$ 、相対湿度95%以上の湿潤環境下で、底面に水を張った密閉容器内に1日間保管し、ひずみに変化が生じないことで、測定器等に異常がなく、供試体の状態も安定していることを確認した。なお、長さ変化の測定は、温度 $20 \pm 2^\circ\text{C}$ 、相対湿度 $60 \pm 5\%$ の条件で、リニアゲージ（検長：100mm、最小目盛り：5/10,000mm）を用いて行った。

(2)箱桁供試体の乾燥収縮ひずみの推定

図5.3.4および図5.3.5は、それぞれ、供試体L1、L2から採取された $\phi 50 \times 100\text{mm}$ の円柱供試体より測定された乾燥収縮ひずみの測定結果である。図中の○、□、△および▽は、それぞれ、型枠脱型から71日後、191日後、344日後および582日後に採取されたコンクリートの結果である。コアを採取して製作した供試体においても、配合NO.1のコンクリートの乾燥収縮ひずみが、配合NO.2のものよりも大きくなっていることが分かる。また、採取日が遅くなるにつれて、乾燥収縮ひずみの最終値も小さくなっている。

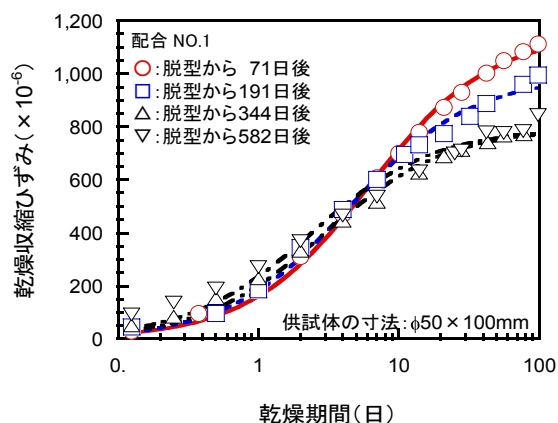


図 5.3.4 箱桁供試体 L1 より採取された
コンクリートの乾燥収縮ひずみ

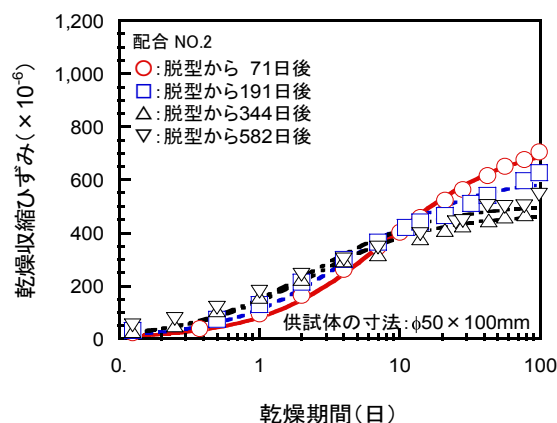


図 5.3.5 箱桁供試体 L2 より採取された
コンクリートの乾燥収縮ひずみ

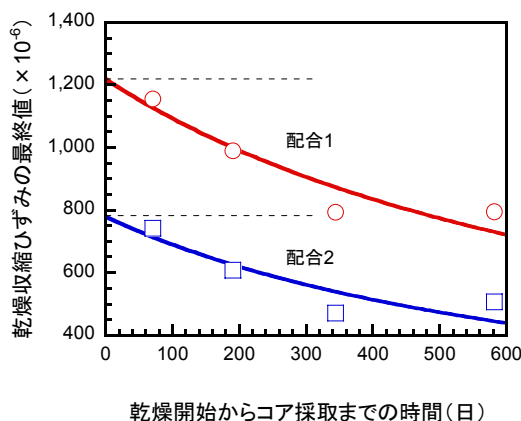


図 5.3.6 コア抜き供試体における乾燥収縮ひずみの最終値

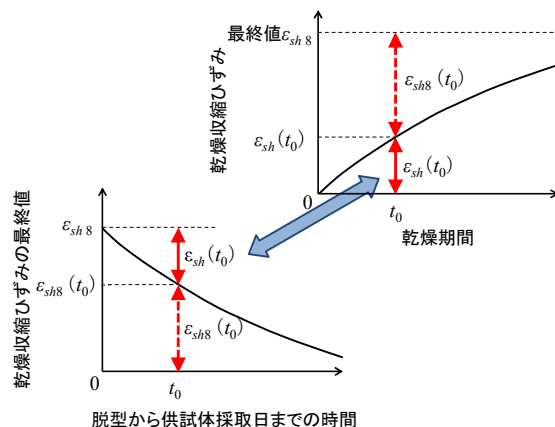


図 5.3.7 コア抜き供試体における乾燥収縮ひずみの推定方法

図5.3.6は、図5.3.4および図5.3.5に示される乾燥収縮ひずみの経時変化を双曲線で回帰し求めた乾燥収縮ひずみの最終値を縦軸に、また、型枠脱型後からコアを採取した時点までの経過時間を横軸に示した図である。すなわち、図の横軸は、箱桁供試体の乾燥期間に相当する。この図における型枠脱型後からコアを採取した時点までの経過時間が0日における乾燥収縮ひずみの最終値が、乾燥開始と同時に測定を行ったコンクリートの乾燥収縮ひずみの最終値に等しくなる。したがって、図5.3.7に示されるように、型枠脱型直後にコアを採取したとして、そのコアを成形した供試体から得られる乾燥収縮ひずみの最終値と、型枠脱型から71日後、191日後、344日後および582日後に採取されたコアより得られるコンクリートの乾燥収縮ひずみの最終値の差が、箱桁供試体のコンクリートの乾燥期間71日、191日、344日および582日における乾燥収縮ひずみに一致する。

また、箱桁供試体の乾燥収縮ひずみが式(1)で表されるとすれば、図5.3.6におけるコアの採取までの期間と乾燥収縮ひずみの最終値の関係は、式(9)で表される。

$$\varepsilon_{sh\infty}(t) = \frac{-b \cdot t}{a+t} + b \quad (9)$$

ここに、 $\varepsilon_{sh\infty}(t)$ は、乾燥開始からt日後に採取したコアの乾燥収縮ひずみの最終値 ($\times 10^{-6}$) で、tは、乾燥開始からコア採取までの時間、すなわち、箱桁供試体の乾燥期間 (日) である。

式(9)を用いて、図5.3.6に示す実験結果を回帰し求めた乾燥収縮ひずみの経時変化を表す項aと、乾燥収縮ひずみの最終値bを表5.3.1および表5.3.2に示す。これらの表には、4章における図4.2.4に示したJIS A 1129による乾燥収縮ひずみの経時変化を回帰して求めた回帰値も示している。乾燥収縮ひずみの経時変化が環境の相対湿度に依存せず、試験室レベルの供試体で得られた結果同様に部材厚さの二乗に比例すると仮定すれば、箱桁供試体に生じる乾燥収縮ひずみは、 100×100

表 5.3.1 パラメータ a の算定結果

| 配合 | JIS 試験 (100×100×400mm) | 箱桁供試体 (部材厚 400mm) |
|------|---------------------------|----------------------|
| NO.1 | 28.7 | 869 (供試体 L1) |
| NO.2 | 26.1 | 774 (供試体 L2) |

表 5.3.2 パラメータ b の算定結果

| 配合 | JIS 試験 (100×100×400mm) | 箱桁供試体 (部材厚 400mm) |
|------|---------------------------|---------------------------------|
| NO.1 | $1,022 \times 10^{-6}$ | $1,219 \times 10^{-6}$ (供試体 L1) |
| NO.2 | 583×10^{-6} | 779×10^{-6} (供試体 L2) |

×400mmの角柱供試体から得られた乾燥収縮ひずみの経時変化を用いて、式(10)で表される。

$$\varepsilon_{sh}(t) = \frac{\frac{1-RH/100}{1-0.6} \cdot b \cdot t}{\left(\frac{d_b}{100}\right)^2 \cdot a + t} \quad (10)$$

ここに、RHは、箱桁供試体の置かれた環境の相対湿度(%)で、 d_b は、部材を代表する厚さ(mm)である。 a は、100×100×400mmの角柱供試体より得られる乾燥収縮ひずみの経時変化を表す項で、 b は、乾燥収縮ひずみの最終値(×10⁻⁶)である。2.2.3で紹介した各基準による予測式では、図5.3.8、図5.3.9に示すとおり、乾燥収縮ひずみの最終値は相対湿度RHと概ね線形関係にある。CEB-FIPの予測式のように、乾燥収縮ひずみが(1-(RH/100)³)に比例するとしているものもあるが、実際の環境下であるRH=50~70%の範囲では、(1-RH/100)に比例するとした場合との差は10%程度であり、実用上問題がない。また、乾燥収縮ひずみが現に、(1-RH/100)に比例するとした研究例³⁾も存在する。本論文では、簡便のために、コンクリートの乾燥収縮ひずみは、相対湿度に比例するとした。

なお、式(10)は、2012年版コンクリート標準示方書に採用された、応答値算定に用いる断面平均の収縮の設計値(解2.2.2)の元になったものである。

図5.3.10および図5.3.11は、図5.3.6の試験結果より予想される箱桁供試体の乾燥収縮ひずみの経時変化(図5.3.7における $\varepsilon_{sh}(t_0) = \varepsilon_{sh\infty} - \varepsilon_{sh\infty}(t_0)$)を、式(10)で求める乾燥収縮ひずみの経時変化と比較したものである。また、式(10)中の乾燥収縮ひずみの経時変化を表す項 a および乾燥収縮ひずみの最終値 b には、表5.3.1、表5.3.2に示すJIS試験結果より求めた値を用いている。なお、箱桁供試体は断面の形状が複雑であるため、これらの図では、式(10)の部材を代表する厚さ d_b として、コアを採取した部位の厚さである400mmと、2.2.3で説明した体積表面積比154mmの4倍の値である616mmを用いている。また、式(10)に含まれる環境の相対湿度は、図5.3.3に示した結果より、年間の平均相対湿度である70%を用いている。

図5.3.10および図5.3.11によると、供試体L1および供試体L2のいずれにおいても、部材を代表する厚さ d_b にコアを採取した部位における厚さである400mmを用いたものが、実験結果に近くなっていることが分かる。なお、表5.3.1および表5.3.2に示した箱桁供試体より採取したコアから求めた乾燥収縮ひずみの経時変化を表す項 a と、100×100×400mmの供試体から求めた乾燥収縮ひず

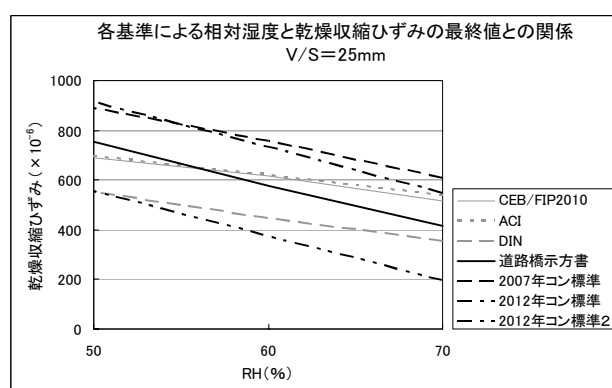


図 5.3.8 各国基準による相対湿度と最終ひずみの関係(JIS 供試体レベル)

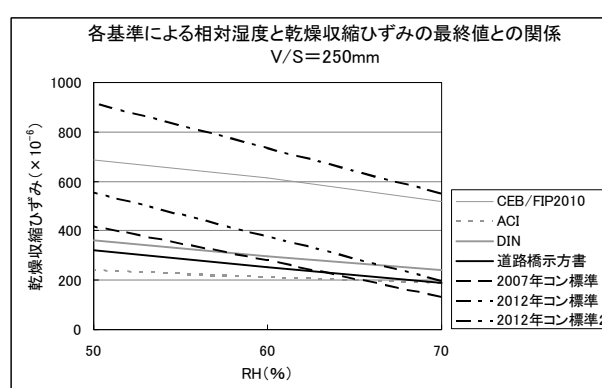


図 5.3.9 各国基準による相対湿度と最終ひずみの関係(PC 上部エレベル)

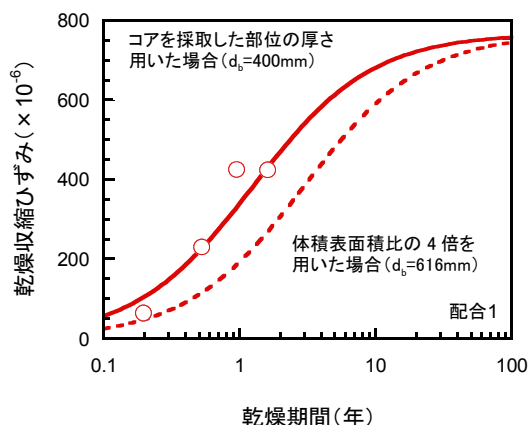


図 5.3.10 供試体 L1 の乾燥収縮ひずみ計測値と予測値

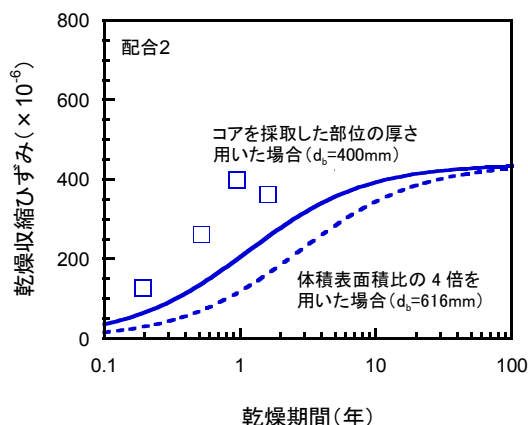


図 5.3.11 供試体 L2 の乾燥収縮ひずみ計測値と予測値

みの経時変化を表す項 a との比は、配合NO.1の場合で、 $869/28.7 \div (550/100)^2$ であり、配合NO.2の場合で、 $774/26.1 \div (545/100)^2$ となる。いずれの配合においても、乾燥収縮ひずみの経時変化を表す項から逆算される本実験に用いた箱桁供試体の部材を代表する部材厚は、約550mmとなり、コアを採取した部位の厚さ（400mm）と体積表面積比の4倍（616mm）との間の値となっている。

一方、表5.3.2に示されるコンクリートの乾燥収縮ひずみの最終値である b の回帰値は、箱桁供試体の方がJIS供試体よりも1.2倍から1.3倍大きくなっている。この理由として、箱桁供試体におけるコアの採取位置は部材の中央部で最も水分量の多く残っていた位置であり、コアによって得られた乾燥収縮ひずみの最終値が大きめの値に評価された可能性のあることが挙げられる。また、箱桁供試体は雨露の影響を受けているため、恒温恒湿度室内の供試体より乾燥が進んでおらず、乾燥収縮ひずみの最終値が大きめの値になった可能性もある。さらに、4章の表4.2.4に示したとおり、同一配合のコンクリートでも打設日が異なると圧縮強度に1割程度の変動が見られることから、生コンクリートの品質変動の影響の可能性も考えられる。したがって、 $100 \times 100 \times 400\text{mm}$ の角柱供試体の乾燥収縮ひずみの最終値から、実構造物の乾燥収縮ひずみの最終値を予測する場合には、施工上のコンクリートの品質の変動の影響や、環境条件等を適切に考慮する必要があると言える。

5.4 実物大供試体の埋込ひずみ計による計測結果との比較

図 5.4.1, 図 5.4.2 は、配合 NO.1, NO.2 のコンクリートの JIS 試験結果と、それぞれのコンクリートを用いて製作した箱桁供試体 L1, 箱桁供試体 L2, 角柱供試体 S1, 角柱供試体 S2 の埋込ひずみ計による計測結果、および式(10)で求まる乾燥収縮ひずみの経時変化を合わせて表示したものである。式(10)の予測式には前節と同様、JIS 試験結果より回帰分析で求めたパラメータ a , b (表 5.3.1, 表 5.3.2 参照) を使用した。また、部材を代表する厚さ d_b として、

- ・ ひずみ計を設置した部分の厚さ：箱桁供試体，角柱供試体ともに 400mm
- ・ 体積表面積比の 4 倍を考慮：箱桁供試体 616mm，角柱供試体 800mm

とした 2 ケースを考慮した。なお、平均的な相対湿度は図 5.3.3 より $RH=70\%$ とした。

まず、図 5.4.1 によると、埋込ひずみ計による計測値は、式(10)における有効部材厚に体積表面積比の4倍を考慮した場合よりも収縮ひずみが小さくなっている。これは4章で述べたとおり、配合 NO.1 のコンクリートを使用した供試体にはひび割れが多く生じたため、表面付近の大きな収縮ひずみが解放され、全体の収縮ひずみが低下したことが原因と考えられる。

一方、図 5.4.2 によると、ひび割れの影響をあまり受けていないと判断される配合 NO.2 のコンクリートを使用した供試体の計測値は、式(10)の有効部材厚に体積表面積比の4倍を考慮したケースと良い精度で一致している印象を受ける。しかし、3.4で述べたとおり、実構造物に生じる収縮ひずみは、雨露や鉄筋拘束、あるいは養生中の温度履歴等の影響により、基準による予測式を下回るのが一般的である。

したがって、有効部材厚の4倍を考慮したケースは、寸法効果を過大評価したに過ぎず、現実には実際の部材厚 400mm を考慮したケースの方が正しい可能性もある。ただし、連続ラーメン橋のように、架設中に構造系が変化し、構造系変化以降の乾燥収縮の影響が支配的となる構造物も存在するため、乾燥収縮の進行を現実より速く予想することが必ずしも安全側な設計であるとは限らない。このため、乾燥収縮が構造物に生じさせる変状のメカニズムをよく理解した上で、有効部材厚を設定する必要がある。

何れにせよ、JIS 試験結果から双曲線関数のパラメータを決定すれば、同一のコンクリートを使用する限り、部材厚と相対湿度のみで実構造物の収縮ひずみを一定の精度で予測可能な式(10)は、実物大供試体による計測結果からも十分実用的であることが確認された。

5.5 道路橋示方書による経時変化との比較

図 5.5.1～図 5.5.4 は、それぞれ、箱桁供試体 L1, L2, 角柱供試体 S1, S2 を対象に、式(10)で求めた乾燥収縮ひずみの経時変化と、道路橋示方書により求めた経時変化とを比較して表示したものである。図中には、各供試体の埋込ひずみ計による計測結果も示している。また、式(10)の

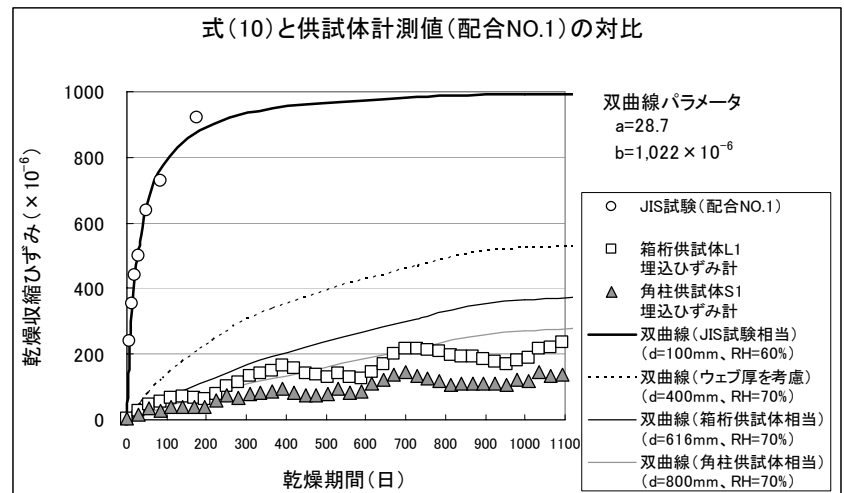


図 5.4.1 式(10)と配合 NO.1 を使用した供試体計測値との対比

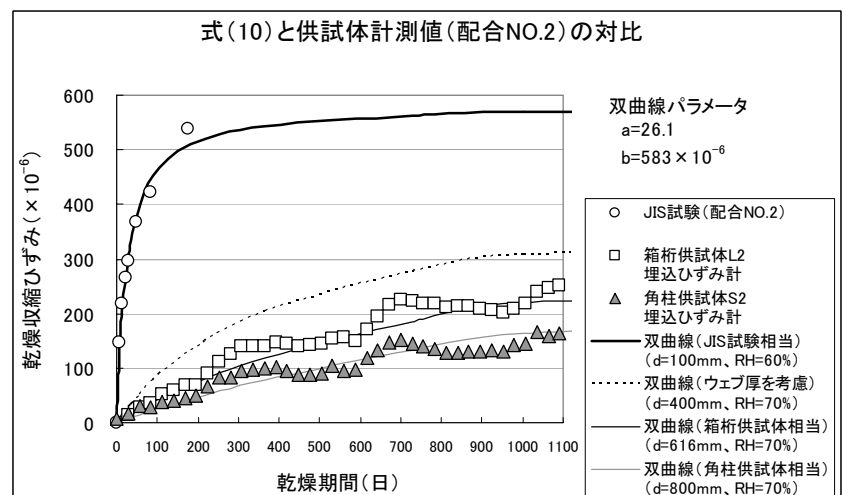


図 5.4.2 式(10)と配合 NO.2 を使用した供試体計測値との対比

予測式に使用したパラメータ a , b と、部材を代表する厚さ d_b は前節と同じである。道路橋示方書の予測式で使用する仮想厚さは、環境条件に関する係数を $\lambda = 3$ とし、これを体積表面積比に乘じ、箱桁供試体で 462mm, 角柱供試体で 600mm とした。

各図には、道路橋示方書による収縮ひずみを 2 倍したもの、3 倍したものも合わせて表示している。実測された供試体の収縮ひずみは道路橋示方書による予測値より大きく、供試体によっては道路橋示方書による収縮ひずみの 2 倍を上回る時期がある。一方、式(10)による予測式で d_b にウェブ厚 400mm を考慮した場合は、収縮ひずみが大きい配合 NO.1 のコンクリート (供試体 L1, S1) で道路橋示方書による収縮ひずみの 3 倍を上回り (最終値で約 3.8 倍), 収縮ひずみが標準的な配合 NO.2 のコンクリート (供試体 L2, S2) でも道路橋示方書による収縮ひずみの 2 倍を上回っている (最終値で約 2.2 倍)。実測された収縮ひずみが最終的にどの曲線に漸近するかは長期間の計測結果を待つ必要があるが、式(10)による予測式を用いると、JIS 試験で大きな収縮ひずみを示すコンクリートを使用する場合でも、十分、安全側の設計を行うことができると判断される。

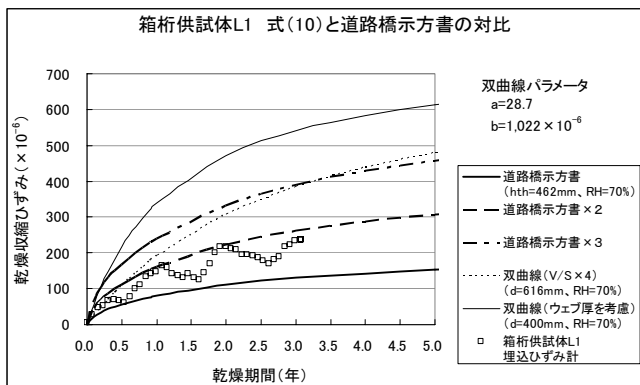


図 5.5.1 箱桁供試体 L1 式(10)と道路橋示方書による経時変化との比較

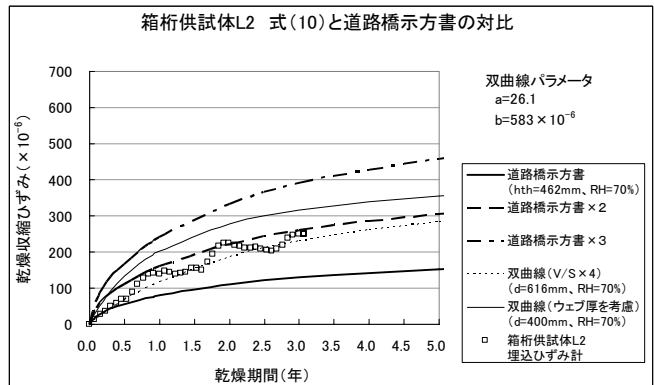


図 5.5.2 箱桁供試体 L2 式(10)と道路橋示方書による経時変化との比較

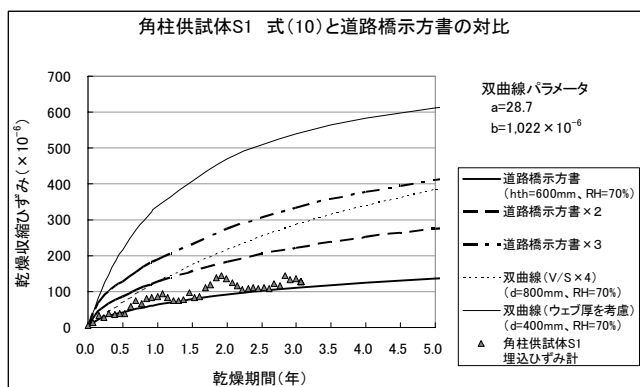


図 5.5.3 角柱供試体 S1 式(10)と道路橋示方書による経時変化との比較

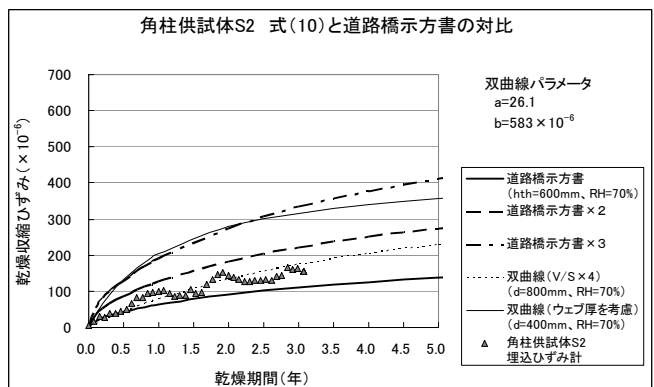


図 5.5.4 角柱供試体 S2 式(10)と道路橋示方書による経時変化との比較

5.6 まとめ

本章では、乾燥収縮ひずみの経時変化は双曲線を用いて表すことが可能であること、また、400mm 程度までの部材厚であれば、乾燥収縮ひずみの経時変化を表す項は部材厚の二乗に比例することを示した。この関係を利用すれば、JIS A 1129 に従い、100×100×400mm の角柱供試体の乾燥期間 26 週における乾燥収縮ひずみを、例えば $\phi 50 \times 100\text{mm}$ の小型供試体により早期に（45 日程度で）判定することも可能である。

さらに本章では、100×100×400mm の角柱供試体の乾燥収縮ひずみのデータから、実構造物に生じる乾燥収縮ひずみを一定の精度で予測することが可能であることを示した。

2章では、基準類の予測式はある程度、標準的な収縮ひずみを示すコンクリートを対象に構築されたと考えられるため、JIS 試験で大きな乾燥収縮ひずみを示すコンクリートの設計値を予測式から得ることができないことを述べた (2.2.3)。本章で検討した方法によれば、JIS 試験結果が直接、反映された予測値を使用することができ、JIS 試験で大きな乾燥収縮ひずみを示すコンクリートを使用する場合でも、収縮ひずみが断面に一樣であると考えて行う設計上の照査項目に対し、適切な収縮ひずみを設定することが可能になる。このように本章による成果は、現行基準の枠組みにおいて構造物の安全性向上に寄与するものであるが、2章で述べたとおり、内部拘束応力を原因とするひび割れに関しては、次章による水分移動解析によって検討する必要がある。

【参考文献】

- 1) 小林 仁, 先本 勉, 藤井 隆史, 綾野 克紀, 宮川 豊章: 乾燥収縮ひずみに与える部材寸法の影響, 土木学会論文集 E2, Vol. 69, No. 4, pp. 377-389, 2013.
- 2) 都築正則, 一瀬賢一, 神代泰道, 小柳光生: 各地域のレディミクストコンクリート工場にて製造されたコンクリートの乾燥収縮に関する調査, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 1, pp. 483-488, 2008.7.
- 3) Hundt, J. and Kantelberg, H.: Sorptionsuntersuchungen an Zementstein, Zementmoertel und Beton, Schriftenreihe Deutscher Ausschuss fuer Stahlbeton, Heft 297, Berlin, pp. 25-39, 1978.

6章 拡散理論に基づく乾燥収縮解析

6.1 はじめに

2.2.2で述べたとおり、PC上部工の設計における乾燥収縮の取り扱い、一本の棒部材に置き換えられた主構造の軸方向に乾燥収縮ひずみを与え、生じる不静定力やプレストレスの減少量を断面力として評価するものである。わが国の道路橋の設計標準である道路橋示方書では、PC構造にひび割れを許容しないことから、こうした解析手法で求まる応力をひび割れ発生限界内で制御することで構造上の安全性を保証している。こうした設計手法の場合、設計で仮定している乾燥収縮ひずみを2倍にしても、構造の安全性が損なわれることは少ないことを2.3で示した。しかし、現実には、3.3で紹介したように、乾燥収縮が原因と考えられるひび割れが完成して数年のPC上部工に生じている。変状が生じた構造物に使用されたコンクリートが、JIS試験で大きな乾燥収縮ひずみを示したことは事実であるが、完成後数年という若い材齢において、実構造物に生じる乾燥収縮ひずみが設計で仮定した値を大幅に超過していた可能性は低いと考えられる。したがって、実構造物に生じたひび割れは、道路橋示方書等の現行の設計体系において、予測することが困難な事象であったと考えられる。

現に、道路橋示方書には、「プレストレストコンクリート構造は、・・・計算上のひび割れを許容しないようにプレストレスを与えるコンクリート構造と定義し・・・計算上のひび割れを許容する構造（PRC構造等）と区分している。また、コンクリート構造は乾燥収縮等によるひび割れの発生を完全に防ぐことは困難である。ここで、計算上のひび割れとしたのは、計算上で算出されるひび割れの発生を許容しないことを意図したものである。」¹⁾の記述があり、乾燥収縮により生じるひび割れは計算上で算出されるものではないとしている。これは、橋梁を棒部材に置き換え、乾燥収縮ひずみが断面に一樣であるとする解析手法では、乾燥収縮によるひび割れを正確に予測することが困難であり、空間的に一樣でない収縮を考慮できる解析モデルの必要性を述べていると考えられる。

4章で報告したとおり、コンクリートの乾燥収縮ひずみを大きくする粗骨材を使用した供試体（L1, S1）では、ひび割れが多く発生し、表面付近の大きな収縮ひずみが解放された結果、断面の平均的な収縮ひずみが低下した。これにより、埋込ひずみ計で計測される部材中央の収縮ひずみは、乾燥収縮ひずみが標準的である粗骨材を使用した供試体（L2, S2）の計測値と大差がない結果となった。このように、材齢初期に生じたひび割れは、最終的な収縮ひずみの大きさに影響する可能性がある。したがって、乾燥収縮が構造物に与える影響を解析により検討する場合には、まず部材の外表面と内面の湿度差により生じる内部拘束応力の評価を行い、必要に応じひび割れを考慮した非線形モデルにより全体の安全性について検証するのがよいと考えられる。

乾燥収縮による内部拘束応力の検討は、温度応力解析と同様に、拡散理論に基づく解析によって行うことができる。温度応力解析は部材内部の熱の移動を計算するが、乾燥収縮についてはこの熱が水分に置き換わったものと考えられるため、解析手法に大きな違いはない。しかし、乾燥収縮については熱伝導率や熱伝達率に代わるパラメータの設定が難しく、実施例は少ないのが現状である。

本章では、解析に必要なパラメータをJIS試験結果より決定し部材内部の水分移動を考慮した解析を実施することで、PC上部工に生じた乾燥収縮による変状を正確に再現することを試みた²⁾。

これにより，乾燥収縮による内部拘束応力を原因とするひび割れの発生時期や発生部位を，良い精度で再現することが可能であることを明らかにした．

6.2 対象としたPC上部工

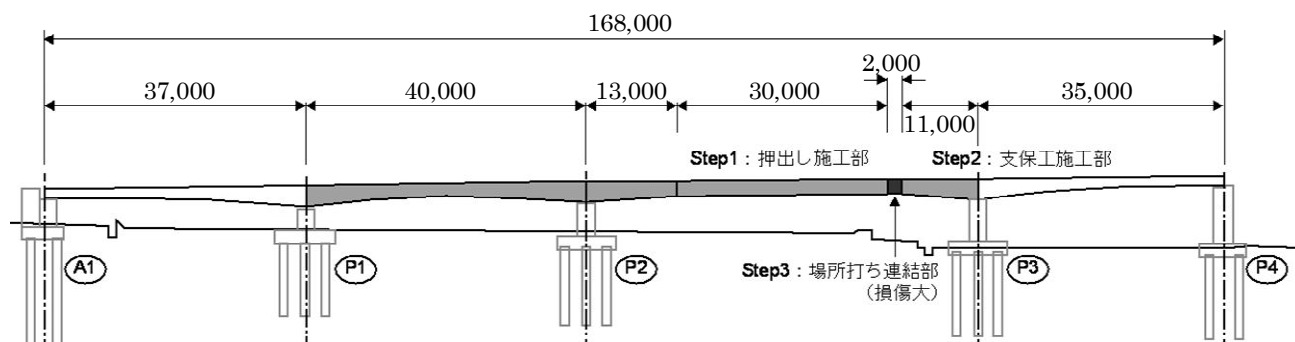


図 6.2.1 YH 橋(箱桁部)の一般図(単位:mm)

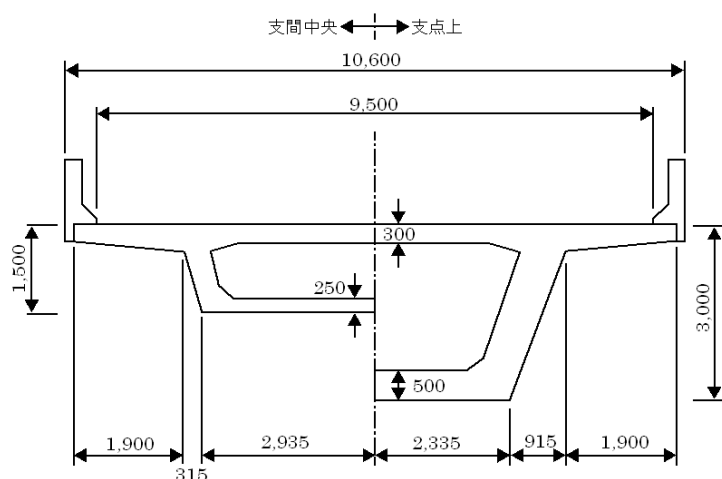


図 6.2.2 YH 橋(箱桁部)の標準断面図(単位:mm)

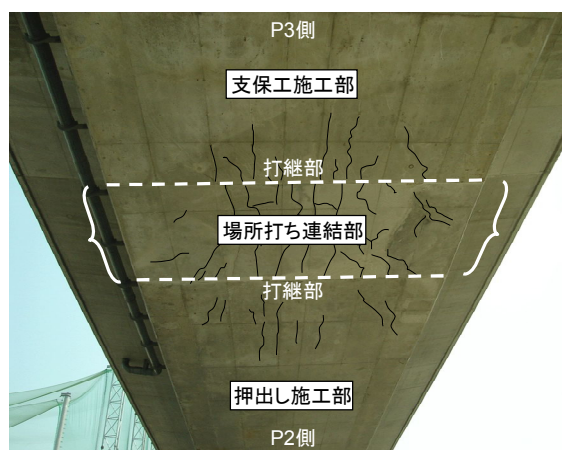


写真 6.2.1 場所打ち連結部の変状

対象は，3.3.3で紹介したYH橋とした．YH橋は，PC4径間連続箱桁橋と2径間連結プレテンT桁橋の2橋から構成されるが，ここでは上部工の変状が顕著であった箱桁部を対象とする．

YH橋の構造寸法を図6.2.1と図6.2.2に示す．図6.2.1に示すとおり，P2～P3径間では，P2側の押し出し架設された桁と，P3側の固定式支保工架設された桁を，後打ちコンクリートにより連結している．変状は，その連結部の下床版下面に集中して発生している．写真6.2.1に示すとおり，橋軸方向および橋軸直角方向の両方に多くのひび割れが発生している．また，後打ちで収縮に対し被拘束体となる連結部のみならず，拘束体である両端の既設部にもひび割れが生じていることが特徴である．

YH橋は，表3.3.1に示した隣接するK橋，Y橋，U橋，J橋，I橋等の橋梁群と同様，2002年の完成から3～4年を経て実施された詳細点検によって，上下部工にひび割れ等の変状が生じていることが確認された．完成直後には変状が報告されていないことから，変状が水和熱による温度ひび

割れてないことは明らかである。また、変状が生じた橋梁群を対象に2005年に実施された調査では、1日あたりの通行車両は23,093台で、大型車の混入率は10.1%であった。過積載車両の走行についての実態は不明であるが、舗装の損傷が見られないことから、過荷重による構造ひび割れの可能性は小さいと判断された。

変状の原因を調べるために、YH橋を含む全ての橋梁から直径100mmのコアが採取され、多くの試験が実施された。

YH橋と同様の変状が生じたI橋の下部工からは6本のコアが採取され、中性化試験、塩化物イオン量試験、促進養生試験による残存膨張量試験が実施された。中性化深さについては、平均値が12.3mm、最大値でも19.0mmであり、下部工主鉄筋のかぶり125mmはもとより、上部工の最外縁鉄筋のかぶり35mmを考えると、中性化を原因とする鋼材腐食によってひび割れが生じたとは考えられないことが分かった。また、主筋位置における塩化物イオン量も、 0.14kg/m^3 であり、鋼材の一般的な腐食限界である 1.2kg/m^3 に比べて、はるかに小さい値であった。また、JCI-DD2法「アルカリ骨材反応を生じたコンクリート構造物のコア試料による膨張率の測定方法（案）」により、3本の供試体で行った残存膨張量の測定結果は、材齢91日における全膨張率が最大で0.047%、最小で0.034%となり、建設省総合プロジェクト「コンクリートの耐久性技術の開発」に示される判定基準の0.05%を下回り、有害でない（残存膨張性なし）と判断される結果になった。さらに、アルカリシリカ反応に関しては、変状が生じた橋梁群のコンクリートに使用されたものと同一産地の骨材全てを対象に、化学法またはモルタルバー法による試験が行われ、全ての骨材が無害であることが確認された。

これらの試験結果より、YH橋を含む橋梁群に発生した変状の原因は、中性化、塩化物イオン濃度、アルカリシリカ反応ではないことが明らかとなった。

一方、表3.3.2に示したように、YH橋の上部工のコンクリートには、E産の粗骨材が使用されているが、これは4章の実物大実験でも使用した硬質砂岩碎石G1と同一の産地である。図3.3.2に示したとおり、E産の粗骨材はJIS試験における26週の試験値で 909μ という大きな乾燥収縮ひずみを示している。

また、図6.2.3に、YH橋の上部工より採取したコアを用いた圧縮強度試験および静弾性係数試験の結果を示す。図には、コンクリート標準示方書によるヤング係数の標準値³⁾もプロットしている。A1～P1径間と、P2～P3径間の主桁よりそれぞれ採取した3本のコアによる試験結果は、何れも圧縮強度に対し発現する静弾性係数が低く、コンクリート標準示方書に示されるヤング係数の標準値に対して概ね80%前後の値となった。これは、図4.2.10に示した粗骨材G1を用いたコンクリートと同様の結果であり、乾燥収縮ひずみを大きくするコンクリートに特徴的なものとなっている⁴⁾。

以上より、YH橋に生じた変状の主たる原因は、特定の産地の粗骨材を使用したコンクリー

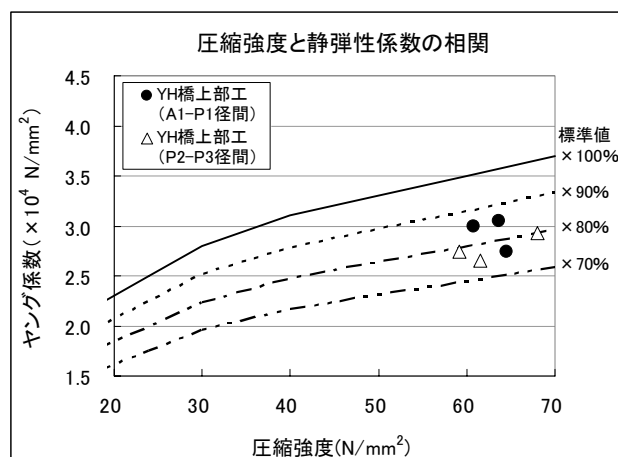


図 6.2.3 YH 橋における圧縮強度と静弾性係数の相関

トの大きな乾燥収縮ひずみであると判断される．これにより，以下の解析では，全てのひび割れが乾燥収縮によって生じたものと特定し，変状の再現を試みることにした．

6.3 解析

6.3.1 断面に一樣に生じる乾燥収縮ひずみを用いた解析

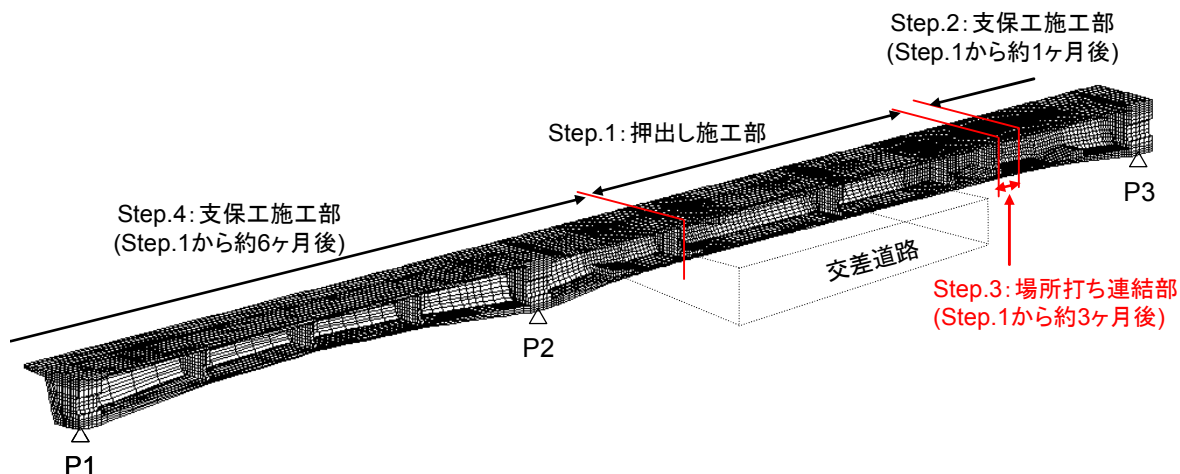


図 6.3.1 解析モデル図

YH橋の上部工におけるひび割れを解析するために用いたモデルを図6.3.1に示す．解析で設定した各部材の乾燥開始時の材齢は，実際の施工工程に沿って定めたものである．なお，コンクリートの強度およびヤング係数は，経時変化を考慮せず材齢に関係なく一定の値としている．また，クリープの影響は考慮していない．

解析に用いた乾燥収縮ひずみの経時変化は，5章で紹介した式(1)に従うものとした．

$$\varepsilon_{sh}(t) = \frac{\frac{1-RH/100}{1-0.6} \cdot b}{\left(\frac{d_b}{100}\right)^2 \cdot a + t} \quad (1)$$

ここに，RHは環境の相対湿度(%)で， d_b は，部材の厚さ(mm)である． a は，100×100×400mm

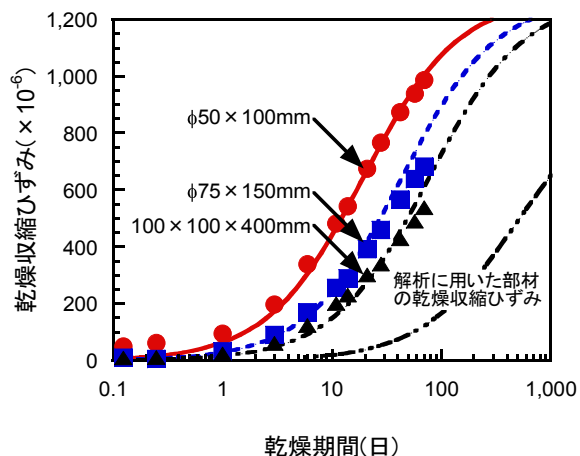


図 6.3.2 解析に用いた乾燥収縮ひずみの経時変化

の角柱供試体より得られる乾燥収縮ひずみの経時変化を表す項で， b は，乾燥収縮ひずみの最終値($\times 10^{-6}$)である．

係数 a および b は，実際に使用されたものと同一産地(E産)の粗骨材を使用したコンクリートを用いて，100×100×400mmの角柱供試体を製作し，測定された乾燥収縮ひずみの経時変化に一致するよう求めた ($a=76.2$, $b=1,280 \times 10^{-6}$)．

図6.3.2は，E産の粗骨材を用いたコ

ンクリートを使用し製作した $\phi 50 \times 100 \text{mm}$ 、 $\phi 75 \times 150 \text{mm}$ の円柱供試体および $100 \times 100 \times 400 \text{mm}$ の角柱供試体より測定された乾燥収縮ひずみの実測値を、式(1)の d_b に、それぞれ 50mm 、 75mm および 100mm を用いた場合の計算値と比較したものである。実測値と計算値は何れの供試体寸法でも良い精度で一致しており、先に求めた a 、 b の妥当性を示している。ここで、式(1)中の RH を実測データを基に 70% とし、部材厚 d_b は場所打ち連結部の下床版厚さである 250mm として求めた、YH橋の乾燥収縮ひずみの経時変化を図6.3.2中に二点鎖線で示す。この乾燥収縮ひずみは、同一材齢の場合には断面内で均一であるものとして、FEMで解析を行った。

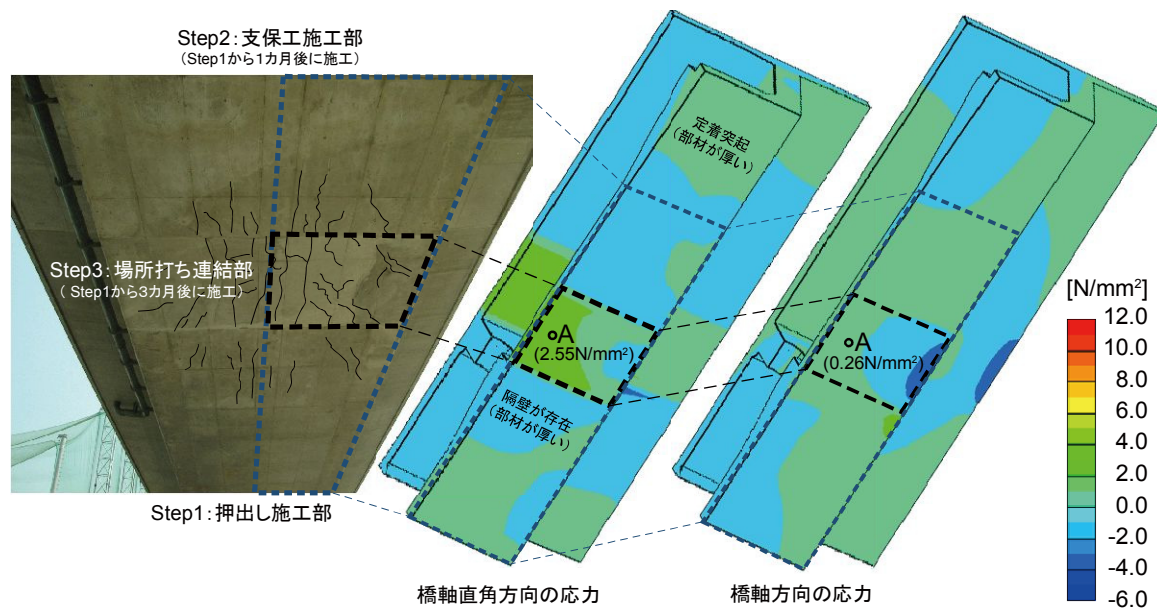


図 6.3.3 乾燥期間 10 年における場所打ち連結部付近の応力分布(通常解析)

図6.3.3に、橋軸直角方向および橋軸方向の乾燥期間10年目における応力分布を示す。また、場所打ち連結部のほぼ中央であるA点の引張応力の経時変化を図6.3.4に示す。A点の橋軸直角方向の

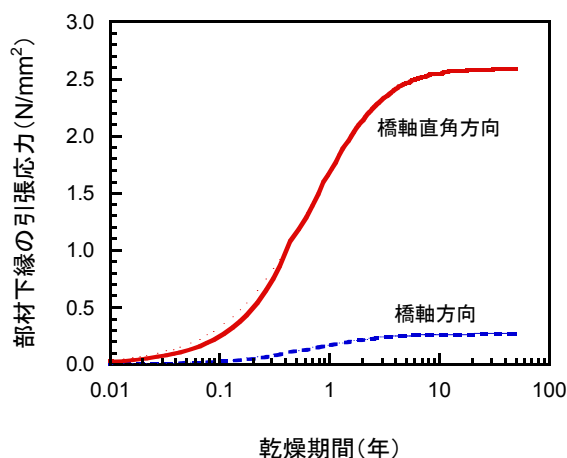


図6.3.4 場所打ち連結部A点の応力の経時変化

引張応力は、乾燥期間10年目で 2.55N/mm^2 である。これは、クリープによる応力緩和の影響⁵⁾が含まれていないことを考慮すると、橋軸方向に生じたひび割れを予測させる程、十分大きな応力とは言えない。一方、橋軸方向の引張応力も 0.26N/mm^2 程度と小さく、写真6.2.1に示されるような橋軸直角方向のひび割れを生じさせるオーダーではない。なお、解析モデルは橋軸方向に可動支点としているが、これをバネ支点としても、PC上部工に使用される標準的なゴム支承のせん断バネ定数は、上部工の軸剛性に対し $1/1,000 \sim 1/10,000$

程度の大きさであるため、結果に大差はないと考えられる。

YH橋は道路橋示方書に従い設計がなされているが、道路橋示方書ではPC橋における橋軸方向の鉄筋量がRC構造と比べ少ないことから、鉄筋拘束力は考慮しない。ここで、コンクリート標準示方書に従い⁶⁾、乾燥収縮ひずみの最終値を $1,280\mu$ とした場合の鉄筋拘束力による応力を算出すると、およそ 2.1N/mm^2 の引張応力度となる。このため、乾燥収縮による橋軸方向の応力は、先の 0.26N/mm^2 に 2.1N/mm^2 が上乗せされた 2.4N/mm^2 程度の引張応力度であった可能性がある。しかし、現実には橋軸方向にプレストレスが導入されているため、試算では死荷重による応力を見込んでも下床版に生じる応力は 1.3N/mm^2 程度の引張応力度となり、やはり橋軸直角方向にひび割れを生じさせる程の大きさとは言い難い。

以上より、乾燥収縮ひずみが断面に一樣に生じると仮定した解析では、発生する応力が橋軸方向、橋軸直角方向ともにひび割れを生じさせるに十分大きな値とはならないことが分かる。また、図6.3.3によると、A点以外の場所において高い引張応力は発生しておらず、実際にひび割れの発生が確認されている場所打ち連結部前後の既設部では引張応力が生じない結果になっている。これは、解析が外部拘束応力の評価のみに留まっていることを示している。つまり、乾燥収縮を断面に一樣に与えているため、部材が拘束を受けない場合には引張応力が生じず、拘束体には逆に圧縮応力が生じる結果になっていると考えられる。

FEMであっても、乾燥収縮ひずみを断面に一樣に与えるということは、棒部材を軸方向に収縮させる解析手法と大差がない。つまり、事象の再現には限界があり、YH橋に生じたようなひび割れを正確に再現することは困難であると判断される。

6.3.2 コンクリート中の水分移動を考慮した解析

(1)解析手法

コンクリート中の水分の移動が拡散によって生じる現象であるとし、コンクリートの乾燥収縮ひずみが水分の減少に比例するとすれば、コンクリートの乾燥面に近い位置と、コンクリート内部では乾燥収縮ひずみの大きさに差が生じ、その差により内部拘束応力が発生する。水分の移動によって生じる応力の解析も、熱の移動によって生じる応力の解析も、拡散現象に従って水分または熱の移動を解析する限り、その原理は同じである。温度応力解析では、熱伝導率、熱伝達率、熱膨張率等のパラメータを使用することが知られているが⁷⁾、水分移動解析では各々に対応するものとして拡散係数、フィルム係数、収縮係数というパラメータを定義する⁸⁾。

| (温度応力解析) | | (水分移動解析) | |
|--|---|----------|---|
| ・熱伝導率 ($\text{W}/(\text{m} \cdot \text{K})$) | ↔ | 拡散係数 | $a \cdot e^{-b(1-RH)}$ (mm^2/day) |
| ・熱伝達率 ($\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$) | ↔ | フィルム係数 | HF (mm/day) |
| ・熱膨張率 ($1/\text{K}$) | ↔ | 収縮係数 | e (μ/RH) |

これらのパラメータは、JIS供試体 ($100 \times 100 \times 400\text{mm}$) をモデルとした水分移動解析とJIS試験の結果が一致するよう、トライアルで決定することが望ましいが、パラメータの初期設定が難しい。

既往の研究⁸⁾によると、標準的なコンクリートの場合、以下の数値が示されている。

- ・ 拡散係数 : $20 \cdot e^{-8(1-RH)}$ (mm²/day)
- ・ フィルム係数 : $HF=0.5$ (mm/day)
- ・ 収縮係数 : e は、湿度100%からJIS試験の条件である湿度60%に達するまでの、湿度あたりの収縮ひずみの大きさを示すため、JIS試験における予想最終ひずみを $(100-60)/100=0.4$ で除すことで求まる。例えば、予想最終ひずみが $1,000 \mu$ のとき、 $e=1,000/0.4=2,500$ (μ /RH) となる。

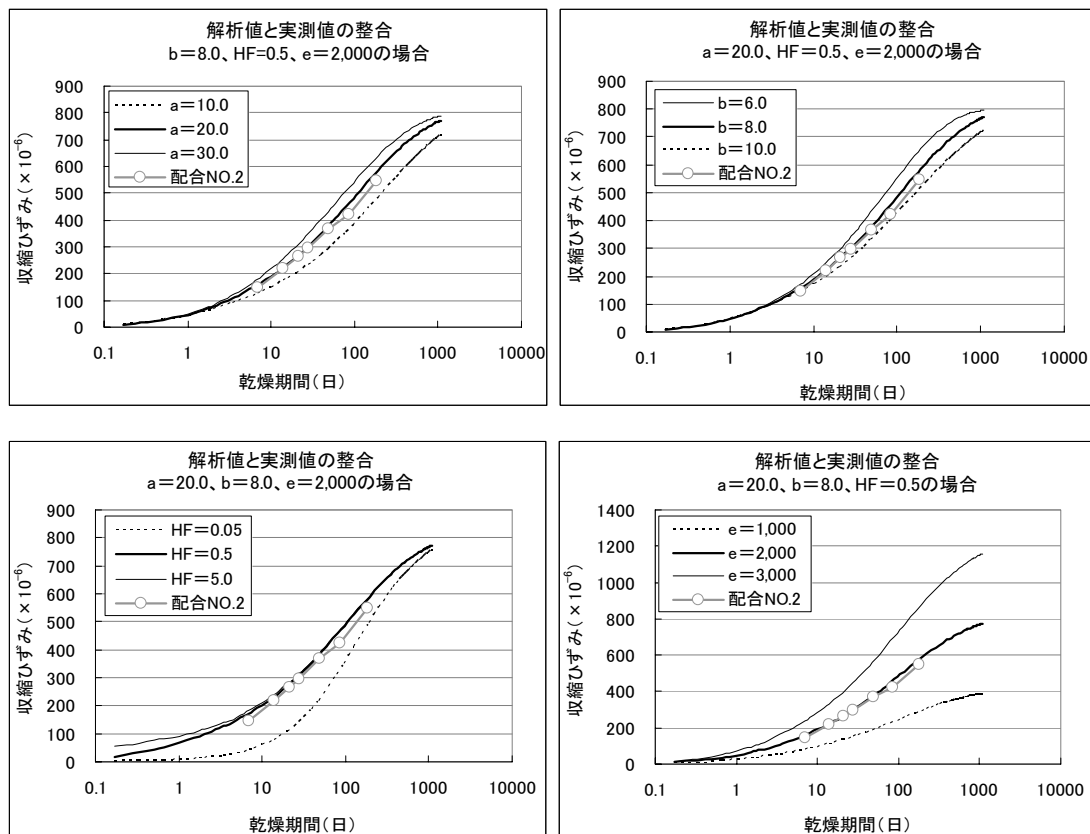
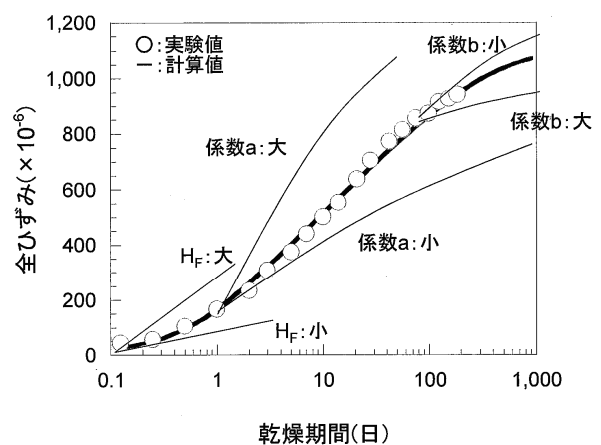


図 6.3.5 パラメータの感度分析結果

図6.3.5は、 a 、 b 、 HF 、 e の各パラメータについて、標準値より大きい、標準値に等しい、標準値より小さいとした場合の解析結果と、JIS試験結果を比較したものである。解析モデルは、JIS供試体 (100×100×400mm) とし、試験は図4.2.4に示す標準的な収縮ひずみを示す配合NO.2のものである。

これによると、既述の標準値 ($a=20.0$, $b=8.0$, $HF=0.5$) を使用した場合、 $e=2,000 \mu$ (最終ひずみ 800μ) とすると、解析結果とJIS試験結果が良く一致することが分かる。また、各パラメータが解析結果に与える影響は各図に示す



拡散係数: $a \times \exp(-b \times (1-RH))$
 フィルム係数: H_F

図 6.3.6 パラメータが解析結果に与える影響
 (資料提供 岡山大学)

とおりで、これを模式的に表したものが図6.3.6である。実際に解析を行う場合には、既述の標準値で解析を行い、JIS試験結果に応じパラメータの微調整を図るとよい。

(2)角柱供試体を対象とした解析

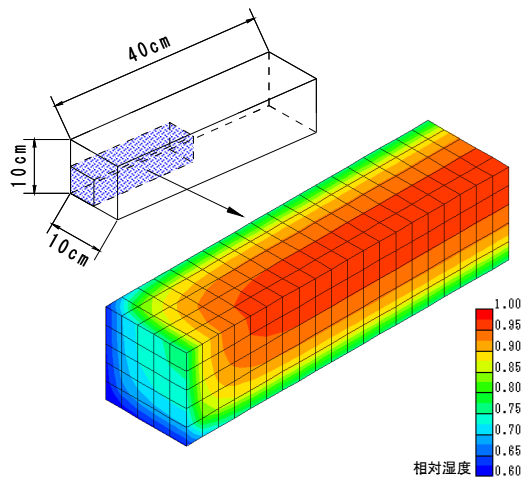


図6.3.7 コンクリート内部の相対湿度分布
(角柱供試体モデル)

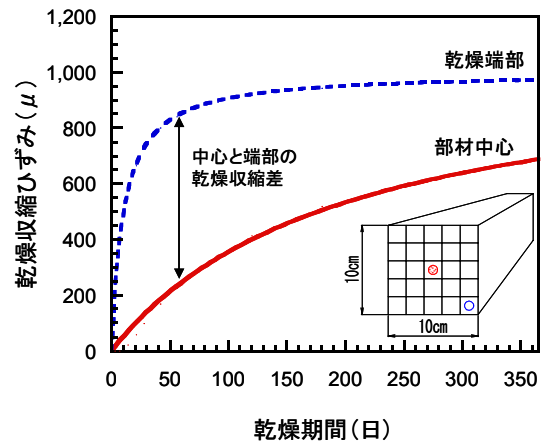


図6.3.8 コンクリート内外の乾燥収縮ひずみ差
(角柱供試体モデル)

100×100×400mmの角柱供試体をモデル化し、乾燥期間28日における供試体内部の相対湿度分布を水分移動解析で求めた結果を図6.3.7に示す。同図では、供試体の解析結果を1/8モデルとして示している。解析における相対湿度は、乾燥開始時において供試体を100%、外気の相対湿度をJIS試験の条件である60%とした。この図から明らかなように、供試体中心部と表面では、相対湿度に大きな差があることが分かる。また、図6.3.8に、この角柱供試体の水分移動解析によって求めた、供試体中心部と表面における各乾燥期間の相対湿度の損失量に収縮係数を乗じて求めた、乾燥収縮ひずみの経時変化を示す。この図に示すように、供試体表面は比較的早期に乾燥が進行し、供試体中心部は表面に比して緩やかな速度で乾燥が進行する。角柱供試体の乾燥収縮により生じる変形に対し平面保持の仮定が成り立つため、コンクリート供試体の乾燥面近くには引張の内部応力が、また、中心部では圧縮の内部応力が発生する。この内部拘束応力は、コンクリート内部の湿度がコンクリートを取り巻く環境の湿度と平衡状態に達し、コンクリート中の湿度勾配がなくなると同時に消失する。

(3)YH橋を対象とした解析

図6.3.2に示したφ50×100mm、φ75×150mmの円柱供試体および100×100×400mmの角柱供試体の乾燥収縮ひずみの経時変化を表すことが可能な拡散係数、フィルム係数および収縮係数を求めると、以下のとおりとなった。

- ・ 拡散係数： $HF=4.0 \cdot e^{-1.0(1-RH)} \text{ mm}^2/\text{day}$
- ・ フィルム係数：0.25 mm/day
- ・ 収縮係数： $e=3,000 \mu / RH$

図6.3.9は図6.3.2と似ているが内容は異なり，曲線は上記のパラメータを用いた水分移動解析により求めた乾燥収縮ひずみの経時変化を示している．図によると実測値と解析結果は良い精度で一致しており，先のパラメータの妥当性を示している．

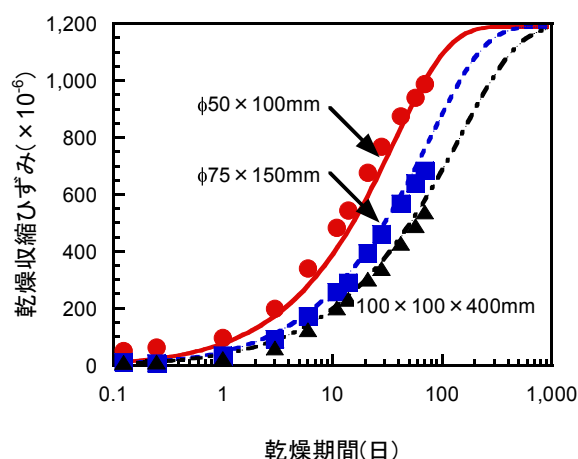


図6.3.9 水分移動解析に基づく
乾燥収縮ひずみの経時変化

図6.3.10は，図6.3.1に示すモデルでYH橋に対する解析を行った結果である．場所打ち連結部の表面Aには，橋軸直角方向で 8.71N/mm^2 ，橋軸方向で 6.68N/mm^2 という大きな引張応力が発生する結果となっている．これらの応力がクリープで1/2に緩和されるとしても，ひび割れを生じさせるには十分高い応力である．橋軸方向には6.3.1で述べたとおり，死荷重，プレストレス力による応力が加算されるが，これらを考慮した場合の推定応力はクリープを無視して 5.6N/mm^2 程度であり，なお高いオーダーである．

また，図6.3.10によると，場所打ち連結部のみならず，拘束体である両端の既設部においても引張応力が生じる結果となっている．これは，外部拘束応力の評価に留まる6.3.1の解析手法と異なり，断面内の水分分布の差に伴い生じる内部拘束応力を正しく表現しているためである．

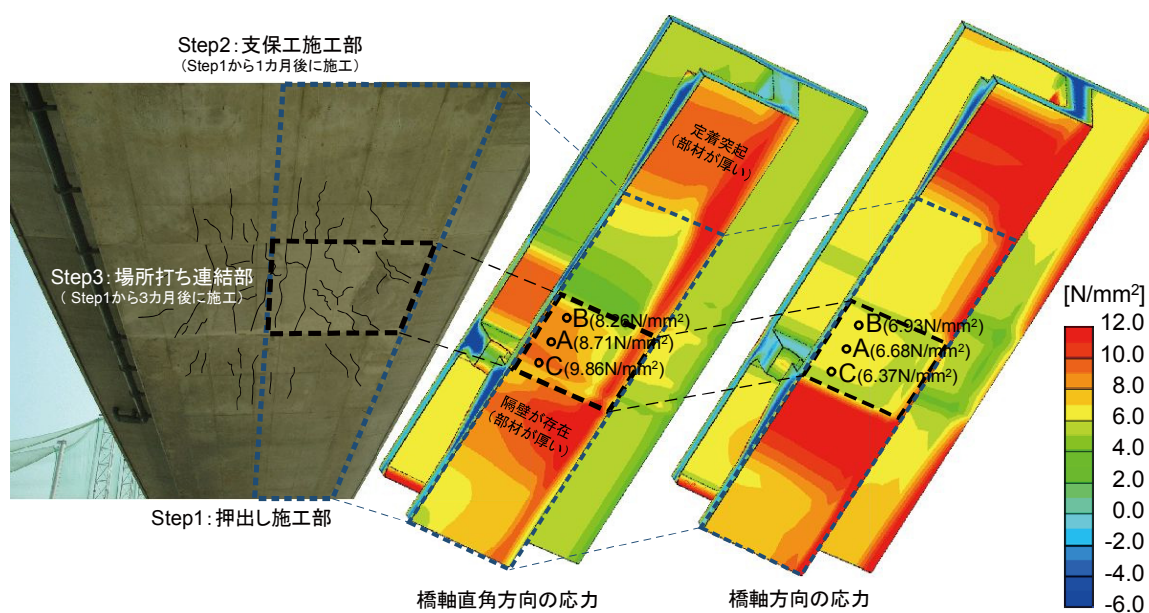


図6.3.10 乾燥期間1年における場所打ち連結部付近の応力分布(水分移動解析)

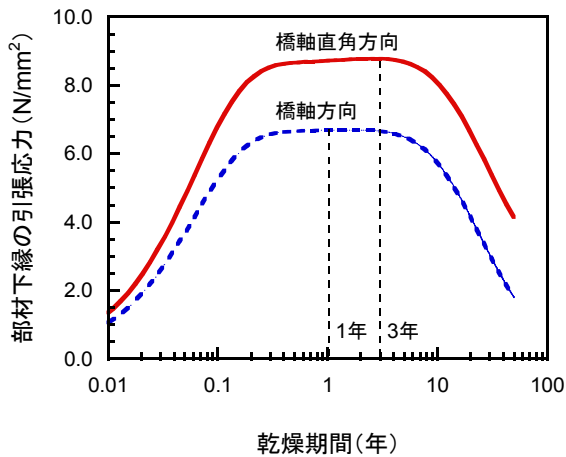


図6.3.11 A点における応力の経時変化

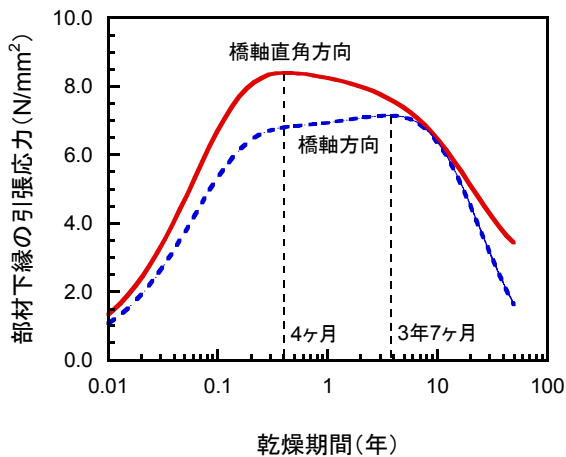


図6.3.12 B点における応力の経時変化

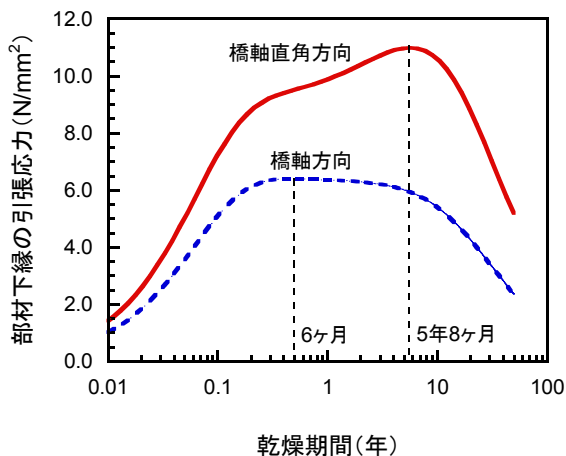


図6.3.13 C点における応力の経時変化

図6.3.11に、場所打ち連結部の中央A点における引張応力の経時変化を示す。乾燥収縮ひずみによって生じる応力が最大値を迎えるのは、乾燥期間1年から3年の間であり、完成後4年前後でひび割れによる変状が確認された点検記録（3.3.3参照）にほぼ一致している。乾燥収縮ひずみが断面に一樣であるとする解析手法では、図6.3.4に示すとおり応力がピーク値を持つことはない。部材中央部の乾燥が徐々に進行し、表面部の水分量と差が無くなってくると内部拘束応力は徐々に減少していく。最終的に、断面の湿度勾配に差がなくなると内部拘束応力は消失するが、図6.3.11はこうした応力の経時変化を正しく表現している。なお、橋軸直角方向の応力が橋軸方向の応力より高くなっているのは、本解析手法によっても外部拘束応力が正しく評価されているためである。すなわち、断面の平均的な収縮ひずみは6.3.1の解析手法と同一の結果になるため、外部拘束応力だけに注目すると応力の経時変化は図6.3.4と同じになる。図6.3.11は、図6.3.4の結果に内部拘束応力の経時変化を加算したものと見なすことができる（図6.3.14参照）。なお、図6.3.14に示すとおり、最終的に外部拘束応力分だけ、橋軸直角方向の応力は残留する。

図6.3.12および図6.3.13は、図6.3.10にB点およびC点と示した位置での応力の経時変化を示したものである。B点は、徐々に部材厚が厚くなる支保工施工部に近く、C点は、250mmの下床版厚よりも厚い700mmの隔壁が設置されている押出し施工部の近傍に位置する。ここでB点においては、橋軸直角方向と橋軸方向の応力の差が小さく、橋軸方向のひび割れが卓越した実際の結果に反している。しかし、図6.3.15に示すとおり、プレストレス力や死荷重の影響を考慮した場合、橋軸方向の応力は小さくなり、現実と符合する。

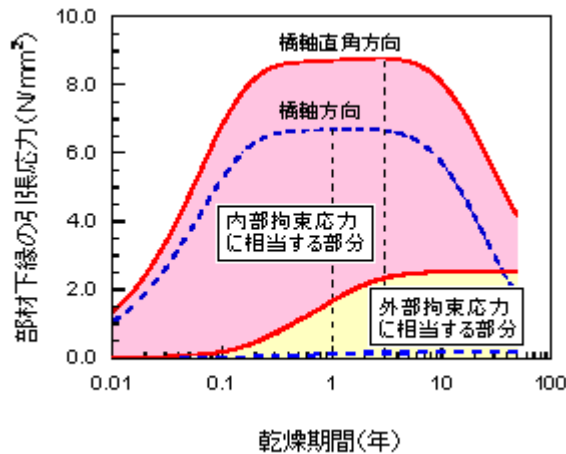


図 6.3.14 A 点における応力の経時変化
(乾燥収縮を断面に一樣とした
場合の結果も併記)

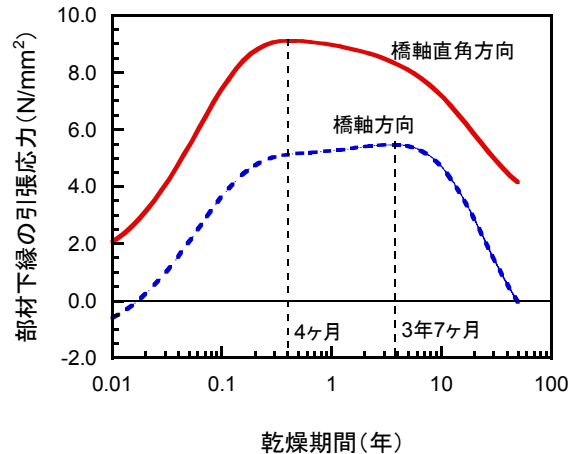


図6.3.15 B点における応力の経時変化
(死荷重, プレストレスを考慮)

(4)解析によるひび割れ発生リスクの予測

図6.3.16は、図6.3.10から図6.3.15に示した解析に用いたものと同じ拡散係数およびフィルム係数を用い、収縮係数を $3,000 \mu / \text{RH}$ 、 $2,667 \mu / \text{RH}$ および $2,000 \mu / \text{RH}$ とし、相対湿度60%の条件で、 $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$ の角柱供試体に生じる乾燥収縮ひずみを水分移動解析により求めた結果である。収縮係数が、 $3,000 \mu / \text{RH}$ 、 $2,667 \mu / \text{RH}$ および $2,000 \mu / \text{RH}$ の場合、乾燥期間182日（26週）で $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$ の角柱供試体に生じる乾燥収縮ひずみの大きさは、それぞれ 880μ 、 800μ および 600μ となる。

PC構造物の置かれる環境の相対湿度を70%とする以外、図6.3.16を求めた場合と同じ条件で、乾燥期間1年におけるYH橋の場所打ち連結部付近に発生する橋軸直角方向および橋軸方向の応力を計算した結果を、図6.3.17から図6.3.19に示す。これらの解析においては、死荷重およびプレストレスト力の影響を考慮していないため、橋軸方向の応力は実際の構造物に生じる応力よりも大きめの結果となっている。また、解析においては、応力緩和の効果を表すクリープの影響も考慮に入っていない。しかし、これらのことを考慮に入れても、図6.3.17に示す収縮係数が $3,000 \mu / \text{RH}$ のコンクリートを用いて施工を行った場合には、場所打ち連結部のみならず、隔壁付近および定着突起部においても、ひび割れを生じさせるのに十分大きな引張応力を予測する結果となっている。また、図6.3.18に示すように、乾燥期間182日（26週）の乾燥収縮ひずみが 800μ となるコンクリート（収縮係数が $2,667 \mu / \text{RH}$ のコンクリート）が用いられていたとしても、隔壁付近および定着突起部においては、ひび割れの発生を抑えることができたか定かではない。構造形式および施工手順を変えずにひび割れ発生リスクを大幅に低減させるためには、図6.3.19に示すように、JIS試験で乾燥期間182日（26週）の乾燥収縮ひずみが 600μ 以下のコンクリートを用いる必

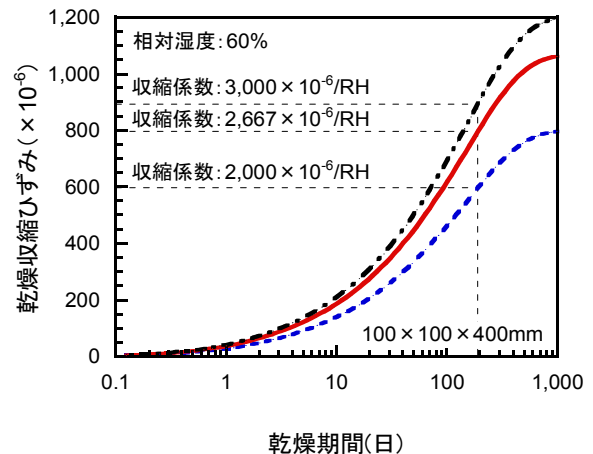
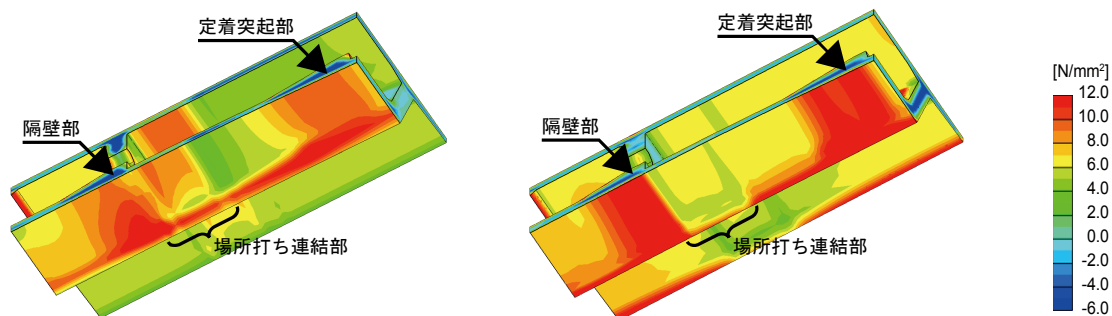


図6.3.16 $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$ の角柱供試体に
生じる乾燥収縮ひずみの解析値

要があったと判断される.

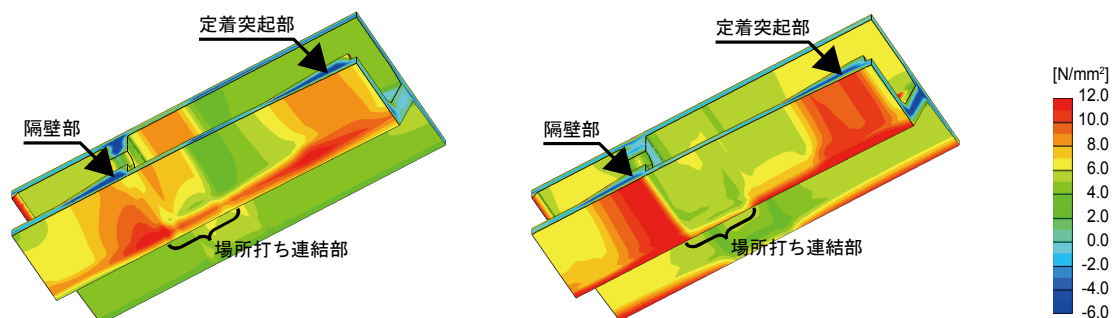


(a) 橋軸直角方向の応力分布

(b) 橋軸方向の応力分布

図6.3.17 乾燥期間1年での連結部付近の応力分布

(収縮係数: $3,000 \mu / \text{RH}$ (JIS試験で 880μ))

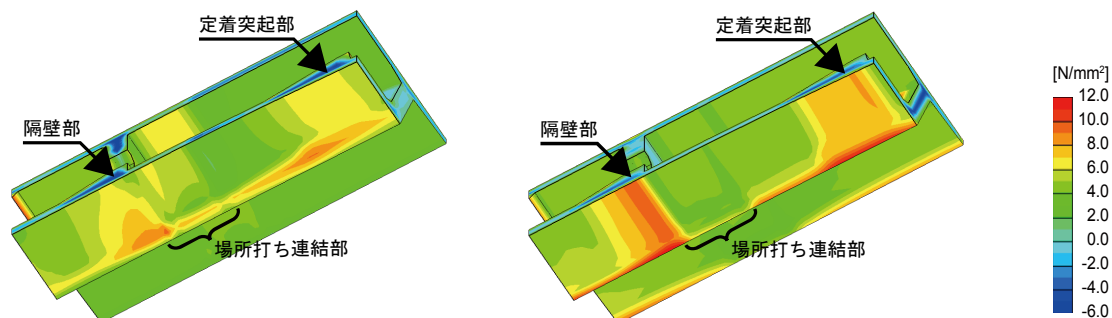


(a) 橋軸直角方向の応力分布

(b) 橋軸方向の応力分布

図6.3.18 乾燥期間1年での連結部付近の応力分布

(収縮係数: $2,667 \mu / \text{RH}$ (JIS試験で 800μ))



(a) 橋軸直角方向の応力分布

(b) 橋軸方向の応力分布

図6.3.19 乾燥期間1年での連結部付近の応力分布

(収縮係数: $2,000 \mu / \text{RH}$ (JIS試験で 600μ))

(5)着目要素の大きさの影響について

図6.3.20は、YH橋を対象に行った水分移動解析（収縮係数 $3,000 \mu / RH$ ）において、場所打ち連結部A点を通る直角方向断面の応力分布を示したものである。A点における下床版の部材厚さは250mmで、厚さ方向に3分割した要素で解析を行った。

図6.3.21は、図6.3.20に示されるモデルの部材表面の要素をさらに3分割（計7分割）したモデルで計算した結果である。部材表面の要素を細分化することで、表面に生じる引張応力が、図6.3.20の結果より大きくなっていることが分かる。

図6.3.22は、図6.3.20に示されるモデルの部材表面の要素を4分割（計9分割）したモデルで計算したものであるが、図6.3.21と結果に大差はない。以上より、部材表面の要素を細分化することで、計算結果はより正確なものとなるが、精度的には着目要素を3分割することで十分であると判断される。

(6)外部環境による影響

コンクリートを打設した直後の部材内部の湿度は外部環境より高く、したがって水分は大気中に逸散しコンクリートは収縮するが、外部の湿度の方が高いとコンクリートは逆に水分を吸収し膨張する。

4章の実物大供試体による実験でも、図4.5.10や図4.5.20に示すとおり、外部の湿度が高い時期には膨張側のひずみが計測されている。ここでは、4章の箱桁供試体L1、L2を対象に解析を実施し、外部の相対湿度の変化が部材の収縮ひずみに与える影響について検討を行った。

解析モデルを図6.3.23に示す。図の色分けはコンクリートの打設区分を示し、各ロットの乾燥開始時の材齢は、実際の製作工程に従って定めている。解析のパラメータである拡散係数、フィルム係数は、供試体L1、L2のそれぞれに対し、図4.2.4に示す配合NO.1、NO.2のJIS試験結果と解析結果が一致するように求めた。収縮係数は、図4.2.4の経時変化曲線より求めた最終ひずみ（表5.3.2参照）より、配合NO.1で $2,560 \mu / RH$ （最終ひずみで $1,022 \mu$ ）、配合NO.2で $1,460 \mu / RH$ （最終ひずみで 583μ ）とした。また、外部の相対湿度は、実測値を月ごとに平均したもの、70%一定

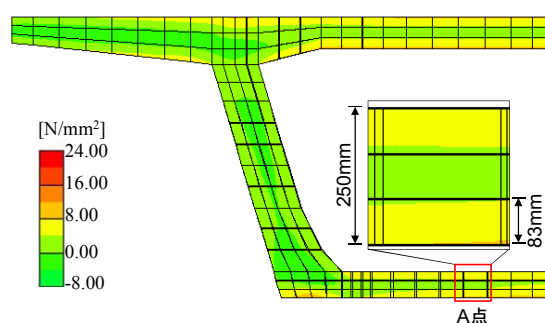


図 6.3.20 場所打ち連結部A点の断面応力分布
(3 分割, 収縮係数 $3,000 \mu / RH$, 乾燥期間 4 年)

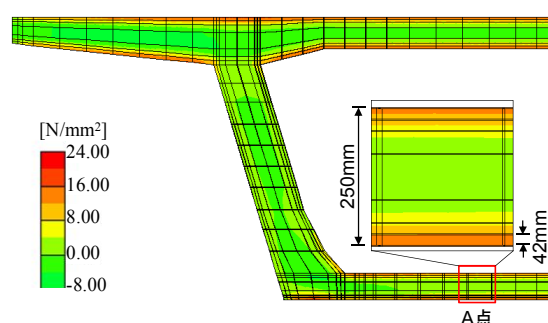


図 6.3.21 場所打ち連結部A点の断面応力分布
(7 分割, 収縮係数 $3,000 \mu / RH$, 乾燥期間 4 年)

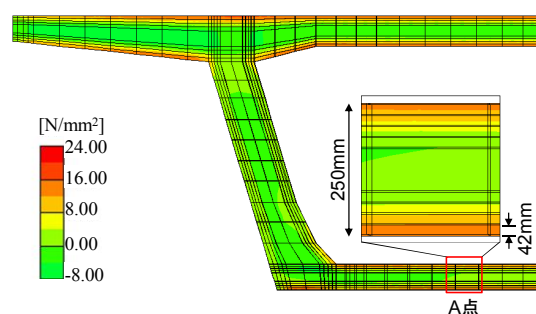


図 6.3.22 場所打ち連結部A点の断面応力分布
(9 分割, 収縮係数 $3,000 \mu / RH$, 乾燥期間 4 年)

としたものの2ケースとした。

ウェブ中央の橋軸方向ひずみに着目した解析結果を図6.3.24、図6.3.25に示す。図には、埋め込みひずみ計による計測結果も記載している。外部の湿度に実測値を用いたケースでは、解析による収縮ひずみが外部の湿度に応じ増減を繰り返しながら進行していくことが分かる。これに対し、外部の湿度を70%一定としたケースでは、収縮ひずみが一定の割合で増加していく。このように外部の湿度変化を考慮することで、乾燥収縮ひずみの経時変化を現実に近いものにすることができる。

図6.3.26、図6.3.27は、供試体L1、L2の解析におけるウェブ外側表面と部材中心の湿度差を示したものである。外部の湿度変化を考慮したケースでは、表面と中心の湿度差も外部の湿度変化に連動し変化しており、湿度を70%一定としたケースに比べ湿度差が大きくなる時期がある。このように、外部の湿度変化を考慮することで、部材の厚さ方向の湿度勾配をより正確に評価することができ、内

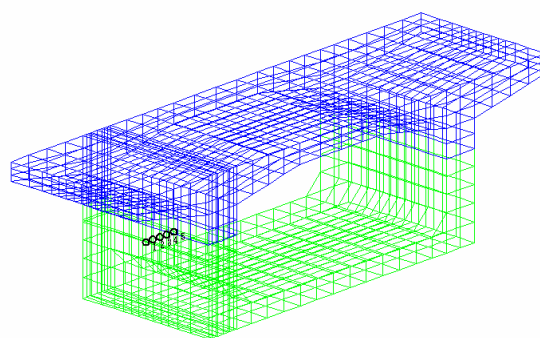


図6.3.23 箱桁供試体の解析モデル

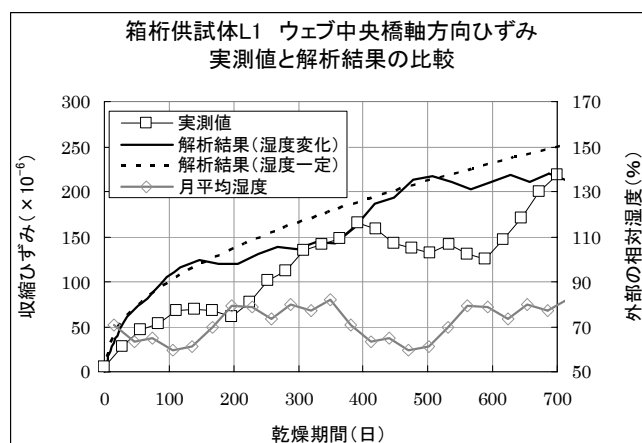


図6.3.24 供試体L1 ウェブ橋軸方向ひずみ
実測値と解析結果の比較

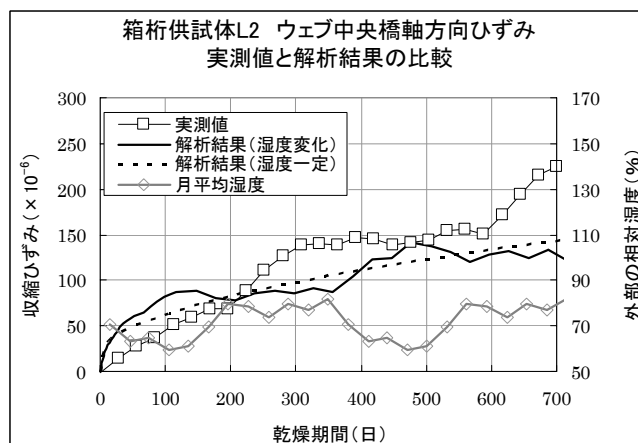


図6.3.25 供試体L2 ウェブ橋軸方向ひずみ
実測値と解析結果の比較

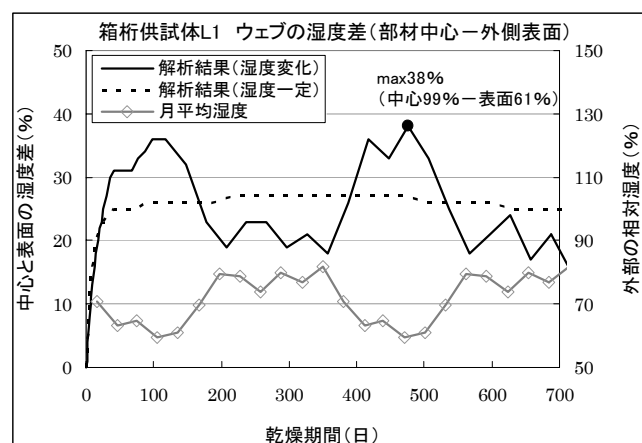


図6.3.26 供試体L1 ウェブ中心と表面の湿度差

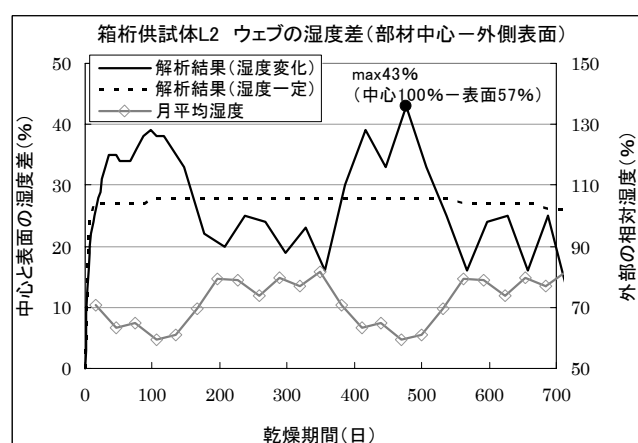


図6.3.27 供試体L2 ウェブ中心と表面の湿度差

部拘束応力を原因とするひび割れの予測精度を高めることが可能になると考えられる。

ただし、図6.3.24、図6.3.25に示すとおり、解析値と実測値では収縮ひずみの経時変化があまり良い精度で一致していない。この理由として、実際の供試体における乾燥収縮の進行が相対湿度以外に雨露や日照、外気温の影響を受けること、また、解析におけるパラメータの値を、コンクリートが収縮する場合と膨張する場合で同一にしている点を挙げることができる。パラメータに関しては、コンクリートの収縮側・膨脹側で同じ値を用いることが一般的であるが、これを変えることで、より現実に近い挙動を表現することが可能になると考えられる。

6.4 まとめ

本章では、大きな乾燥収縮ひずみが生じるコンクリートを使用して施工されたPC上部工を対象に、数値解析によって変状の再現を試みた。これにより、以下の事実が明らかになった。

- (1)コンクリートの乾燥収縮ひずみが断面に一樣に生じると仮定した場合には、例えFEMによっても、ひび割れによる変状を再現できない場合がある。
- (2)拡散理論に基づき、コンクリート内部の水分移動を考慮し、部材表面と内部とで生じる乾燥収縮ひずみの差に起因する内部拘束応力を考慮すれば、ひび割れの発生時期や発生位置を正確に再現できる可能性がある。

3章で紹介した垂井高架橋、第二阪和国道の橋梁群は、道路橋示方書に従い適切な設計・施工がなされたとの報告があるが、ともに乾燥収縮ひずみが大きいコンクリートを使用した結果、ひび割れ等の変状が生じた。現行基準はこうした変状を予見し、防止する体系となっておらず、次章で述べるシナリオデザインに沿った設計的な対応が望まれる。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅲコンクリート橋編（平成24年3月）、1.2 用語の定義、pp116, 2012.
- 2) 小林 仁、先本 勉、藤井 隆史、綾野 克紀、宮川 豊章：乾燥収縮ひずみにより変状が生じた構造物と拡散理論に基づく乾燥収縮解析、土木学会論文集 E2, Vol. 69, No. 4, pp.390-401, 2013.
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：本編、5.2.5 ヤング係数、pp39, 2012.
- 4) A.M.Neville. : Properties of Concrete, pp434, Pitnam, 1972.
- 5) H.リュッシュ, D.ユンクビルト：コンクリート構造物のクリープと乾燥収縮、鹿島出版会、百島祐信訳、p.17, 1976.
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：標準、8編 プレストレストコンクリート、4.2 曲げモーメントおよび軸方向力による材料の設計応力度、pp394, 2012.
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：標準 6 編：温度ひび割れに対する照査、pp303, 2012.
- 8) 綾野克紀、阪田憲次、F. H. WITTMANN：コンクリート中の水分分布の変化に伴う変形挙動とその数値解析のための諸係数の決定方法の提案、土木学会論文集, No.634/V-45, pp.387-401, 1999.

7章 結論

7.1 はじめに

本章では、これまでの研究成果を総括するものとして、乾燥収縮によりコンクリート構造物、特に PC 上部工に変状が生じることが予想される場合の、設計的対応に関するシナリオデザインの構築を目指した。

7.2 本研究で得られた成果と課題

本論文の2章から6章までを振り返り、得られた成果について整理する。

2章では、まず、わが国や世界各国の設計基準における予測式を用いて、PC 上部工を対象とした場合の乾燥収縮ひずみを算出した。各基準により予測される乾燥収縮ひずみの最終値は、同じような条件でも大きく異なる場合がある。また、コンクリートの配合を考慮できる予測式はあるが、粗骨材の性状や JIS 試験結果まで考慮できるものはない。これより、乾燥収縮に対する設計的な対応を合理的に行うことのできる基準は、これまで存在しなかったと言える。2012 年版コンクリート標準示方書は、JIS 試験結果に基づき設計用の乾燥収縮ひずみを決定することを基本としているが、これは本論文の5章による研究成果の一部、基づくものである。

さらに2章では、道路橋示方書に準拠した場合の乾燥収縮の設計的な取り扱いについて紹介し、検討項目ごとに設計が成立する限界の乾燥収縮ひずみを求めた。乾燥収縮で問題とされるプレストレスの減少量については、乾燥収縮ひずみが大きくなっても構造の安全性に大きな影響を与える可能性は小さいことが分かったが、不静定力に対する安全性の検討や、曲げひび割れに対する使用性・耐久性の検討では、乾燥収縮ひずみはおおむね基準による設計値の2倍程度に制御すべきとの結論が得られた。

次に3章では、(株)ピーエス三菱で実施した既設 PC 橋梁の調査結果から、多くの PC 上部工において乾燥収縮を原因とする変状は少ないか、あっても軽微なものであることを明らかにした。しかし同時に、垂井高架橋や第二阪和国道の橋梁群など、大きな乾燥収縮ひずみが原因で変状が生じた PC 上部工が存在することも紹介した。これらの構造物は、道路橋示方書に従い、適切な設計・施工がなされていたが、JIS 試験で $1,000 \mu$ 近い乾燥収縮ひずみを示すコンクリートを使用した結果、橋体に多くのひび割れが生じる結果となった。ひび割れは完成後数年という発生時期とその形状から、構造ひび割れでないことは明らかであり、当時の設計基準で予見することは困難であったと考えられる。

また3章では、JIS 試験と実構造物に生じる収縮ひずみに差をもたらす原因についても検討した。実構造物に生じる収縮ひずみは JIS 試験結果の 15% から 70% に留まるという可能性が示唆されたが、雨露の影響等、不明な点が多く、実物大の供試体や実構造物の乾燥収縮ひずみを直接、計測する方針とした。

続く4章においては、PC 上部工を模して製作した7体の実物大供試体と、実橋のおよそ3年間に及ぶ計測結果を整理した。計測結果から、以下の事実が確認された。

- ・ JIS 試験で大きな収縮性状を示すコンクリートを使用した場合には、標準的なコンクリートを使用した場合に比べて、明らかに表面のひび割れ本数が多く、また、ひび割れ深さも深いことが分かった。

・供試体の乾燥収縮ひずみは、JIS 試験結果ほど粗骨材による差が現れなかった。これは、JIS 試験で大きな収縮ひずみを示すコンクリートを使用した場合、ひび割れによって表面の大きな収縮ひずみが解放されるためであると考えられる。

・供試体の部材中心における乾燥収縮ひずみは、道路橋示方書による予測値より大きい最大でも 2 倍程度であり、コンクリート標準示方書による予測値よりは概ね小さい結果となった。これより、断面の平均的な乾燥収縮ひずみに対する安全性の検討（プレストレスの減少量計算や乾燥収縮による不静定力に対する検討）については、JIS 試験結果に関わらず特別な設計的配慮が不要という可能性がある。

ここまでの議論から、以下の問題点がクローズアップされる。

①道路橋示方書をはじめとする現行の基準類からは、JIS 試験で大きな収縮ひずみを示すコンクリートを使用する場合の設計ひずみに関する情報を得ることはできない。

②乾燥収縮ひずみが大きいコンクリートを使用する場合、比較的若い材齢で部材表面に多くのひび割れが生じ、ひび割れの一部は部材深部に達する恐れがあるが、構造的な要因で生じるひび割れではなく、道路橋示方書等の現行基準類で予見することは困難である。

本論文では、続く 5 章で上記①、6 章で上記②の問題点を解決する方法を提示した。

まず 5 章では、レディーミクストコンクリートを用いて製作した多くの小型供試体、および実物大供試体より採取したコアより製作した供試体を用いた実験結果から、乾燥収縮ひずみの経時変化は双曲線関数で近似されること、また、400mm 程度までの部材厚であれば、乾燥収縮の進行は部材厚の二乗に比例して遅くなることを示した。これより、JIS 試験結果と対象構造物の部材厚を用いれば、収縮ひずみが標準的でないコンクリートに対しても設計用の乾燥収縮ひずみを設定することができる。乾燥収縮の経時変化を示す双曲線関数は、2012 年版コンクリート標準示方書に記載された「応答値算定に用いる断面平均の収縮の設計値（解 2.2.2）」¹⁾ の元になったものである。（解 2.2.2）は、JIS 試験を行わない場合には配合条件より最終ひずみを予測することができる。この場合、道路橋示方書と比べ、大きめの収縮ひずみを予測するが、4 章の検討では測定された最大の収縮ひずみを包括するため、適切な有効部材厚を設定することで安全側の設計を行うことができると考えられる。

また、乾燥収縮の進行は部材厚の二乗に比例して遅くなるという関係に従えば、 $100 \times 100 \times 400\text{mm}$ の供試体における乾燥材齢 182 日の収縮ひずみは、 $\phi 50 \times 100\text{mm}$ の供試体における乾燥材齢 $182 \times (50/100)^2 \div 45$ 日の収縮ひずみに概ね一致することになるが、実験結果からその事実を確認することができ、精度の高い早期判定法として有望であることが分かった。

次に 6 章では、拡散理論に基づく乾燥収縮解析について報告した。3 章で紹介した PC 上部工に生じた変状は、比較的若い材齢で生じており、乾燥収縮を原因とする内部拘束応力によるものと考えられる。内部拘束応力は、乾燥収縮ひずみを断面内で一様とする現行基準類による考え方では評価できず、部材内部の水分移動を考慮した解析が必要になるが、解析に必要なパラメータの設定が難しい。今回、JIS 試験結果と JIS 供試体をモデルとする解析結果が一致するよう、パラメータ設定を行い、その後、実構造物をモデルとした水分移動解析を実施したところ、ひび割れの発生時期や発生部位など、実構造物に生じた変状を高い精度で再現することができた。また、実構造物に生じるひび割れを防ぐためには、使用するコンクリートの JIS 試験における収縮ひずみ

を 800μ に制御しても十分ではなく、 600μ 以下とする必要性があったことを、実構造物を対象として実施した水分移動解析から明らかにした。

一方で、本研究の課題としては以下の点が残された。

- ・実物大供試体の計測期間がわずか3年間であり、最終的な乾燥収縮ひずみがJIS試験結果に近い大きな値に収束するのか否かについては、結論が得られていない。本研究では、5章で示したとおり、最終ひずみは部材寸法に関わらず一定の値に収束するという立場を取っている。これが事実なら、部材厚 400mm の構造物で雨露の影響を考えない場合、 $182\text{日} \times (400/100)^2 = 2,912\text{日}$ →8年後にJIS試験結果と同じ乾燥収縮ひずみが生じることになる。すなわち、JIS試験で $1,000\mu$ の収縮ひずみを示すコンクリートを使用すると、設計値を 200μ とした場合、クリープの影響を無視すると最終的に5倍の不静定力が作用することになり、構造物は破壊する可能性がある。しかし、完成後およそ10年が経過した垂井高架橋や第二阪和国道のPC上部工には、多少のひび割れの成長に関する報告²⁾はあるものの、大きな不静定力により構造ひび割れ等の変状が生じたという報告はない。これは、雨露等の影響で屋外環境にある構造物の乾燥収縮ひずみが低減され、かつクリープによって発生応力の大部分が緩和されるためと考えられる。実物大供試体や実橋の乾燥収縮ひずみは、乾燥期間3年の段階で未だ収束傾向を示しておらず、最終的な乾燥収縮ひずみを予測するためには、さらに長期間の計測を行う必要があると考えられる。

- ・また、部材内の水分分布を計測により信頼できる精度で明らかにすることができず、水分移動解析の結果と整合することができなかった。さらに、箱桁のような複雑な形状における部材ごとの乾燥収縮ひずみの分布についても、計器の設置数の制約から明らかにすることができず、形状との相関に関する新しい知見を得ることができなかった。

7.3 設計的対応に関するシナリオデザイン

3.2 で紹介した垂井高架橋や第二阪和国道の変状は、以下の理由によって発生し、また、未然に防止することが困難であったと考えられる。

①JIS の規定（吸水率試験や安定性試験）を満足する骨材であっても、コンクリートの乾燥収縮ひずみを大きくする場合のあることが広く知られておらず、また、現行の指針・規格類の体系では、この種の骨材を排除することが困難であった。

②乾燥収縮は構造物に大きなダメージを与えるような変状を生じさせないと一般的に考えられており、設計・施工の段階において、乾燥収縮ひずみの大きさを確認することが行われていなかった。

③仮に JIS 試験等によって事前に乾燥収縮ひずみが大きいことが分かっているとしても、道路橋示方書をはじめとする設計基準では、収縮ひずみを設計に反映し適切な対策を実施することが困難であった。また、JIS 試験結果から、設計ひずみを割り増して設計を行い、断面変更やプレストレスの追加が行われていたとしても、内部拘束応力を原因とするひび割れの発生を阻止することは困難であった。

④仮に、乾燥収縮による内部拘束応力の危険性を認識していたとしても、温度応力解析ソフトのように定量的に評価することが可能なツールが存在していなかった。

垂井高架橋に端を発する乾燥収縮問題により、粗骨材を原因とする大きな乾燥収縮ひずみがコンクリート構造物に大きなダメージを与える可能性のあることが認識されるようになり、JIS 試験により乾燥収縮ひずみを事前に確認することが行われるようになった。コンクリートの乾燥収縮ひずみを大きくする粗骨材を、骨材そのものの試験によって使用を制限することは未だ困難であるが、コンクリートの乾燥収縮ひずみに一定の制限値を設けることで、間接的に使用を制限することは広く行われている。しかし乾燥収縮を重んじるあまり、石灰石等、同じ岩種の骨材ばかりを使用することは望ましいことではない。1章で述べたように、こうした骨材が存在することを認識し、その特性を設計に反映させて資源の活用を図っていくことが重要である。そのためには、先の原因③④にあった、乾燥収縮による内部拘束応力を正しく評価する必要がある。

乾燥収縮による内部拘束応力は水分移動解析を行わなければ算出することはできないが、6章で述べたとおり、温度応力解析に準じた解析手法は十分、実用化の域にある。このため、本節では、乾燥収縮に対する特別な配慮が必要とされる場合には、水分移動解析を行うことを前提とした設計対応フローを構築し、図 7.3.1、図 7.3.2 に示した。

このフローは、3章で紹介した「第二阪和国道の橋梁損傷対策検討特別委員会」で作成された基本フロー（図 3.2.2）の理念に基づくもので、PC 上部工工事における発注前の設計段階と、受注者による設計照査の段階を対象に、実施すべき手順を具体的に定めている。なお、フローを適用した方が望ましい場合として、以下を想定している。

- ・ 構造・規模が類似している近傍の既設橋梁に、乾燥収縮を原因とする顕著な変状が生じている場合
- ・ 鉄道や重交通路線と交差しているか、あるいは高橋脚のため、完成後の補修が困難であり、ひび割れ発生リスクをできるだけ小さくしたい場合
- ・ 観光地に建設される橋梁や、ランドマーク的な橋梁のため、景観性からひび割れの発生をできるだけ抑制する必要がある場合
- ・ 水密性、疲労耐久性が要求される構造である場合

フローに従い適切な対策を実施することで、垂井高架橋のような重大な変状を阻止することは十分、可能であると考えられる。

しかし、本当に大切なことは、対策案を構築して終わりにするのではなく、実際に対策を実施することである。例えば、構造物の温度ひび割れについては、設計により基本的な検討を終わらせてから発注することが可能であり、設計コンサルタントが検討を行うためのツールや手引きも十分、整備されている。また、初期変状が構造物の耐久性を損なうという事実は広く国民の知るところとなっており、長寿命化に資するコストに対して理解を得やすい環境になってきている。しかし、現実には、受注者が温度応力に対する検討を行い、施工承諾という自助努力でひび割れに対する対策を実施している場合が多い。この事実は、構造物に必然的に生じるひび割れと、偶然生じるひび割れを、発注者が混同していることを示している。マッシブな部材に富配合なコンクリートを使用すれば、ひび割れが生じる方が自然である。そうしたリスクを排除するためのコストは、本来、発注者が負担すべきものである。高い確率で発生が予想される変状に対しては、施工者はもちろんのこと、発注者、設計者も責任を持つことが原則であり、乾燥収縮に対してもそうした観点で対策に取り組んでいくことが重要である。

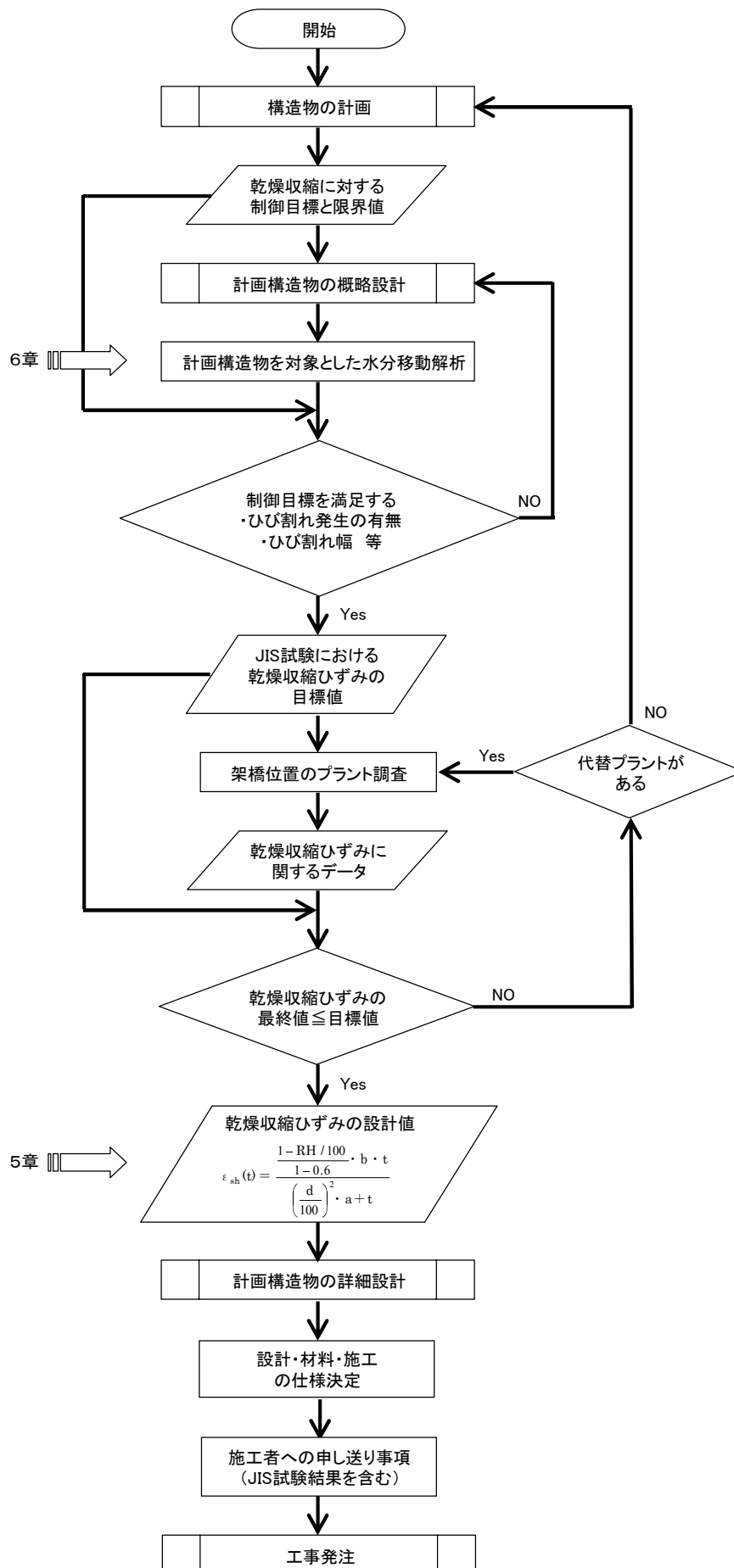


図 7.3.1 乾燥収縮に対する設計対応フロー(その1)

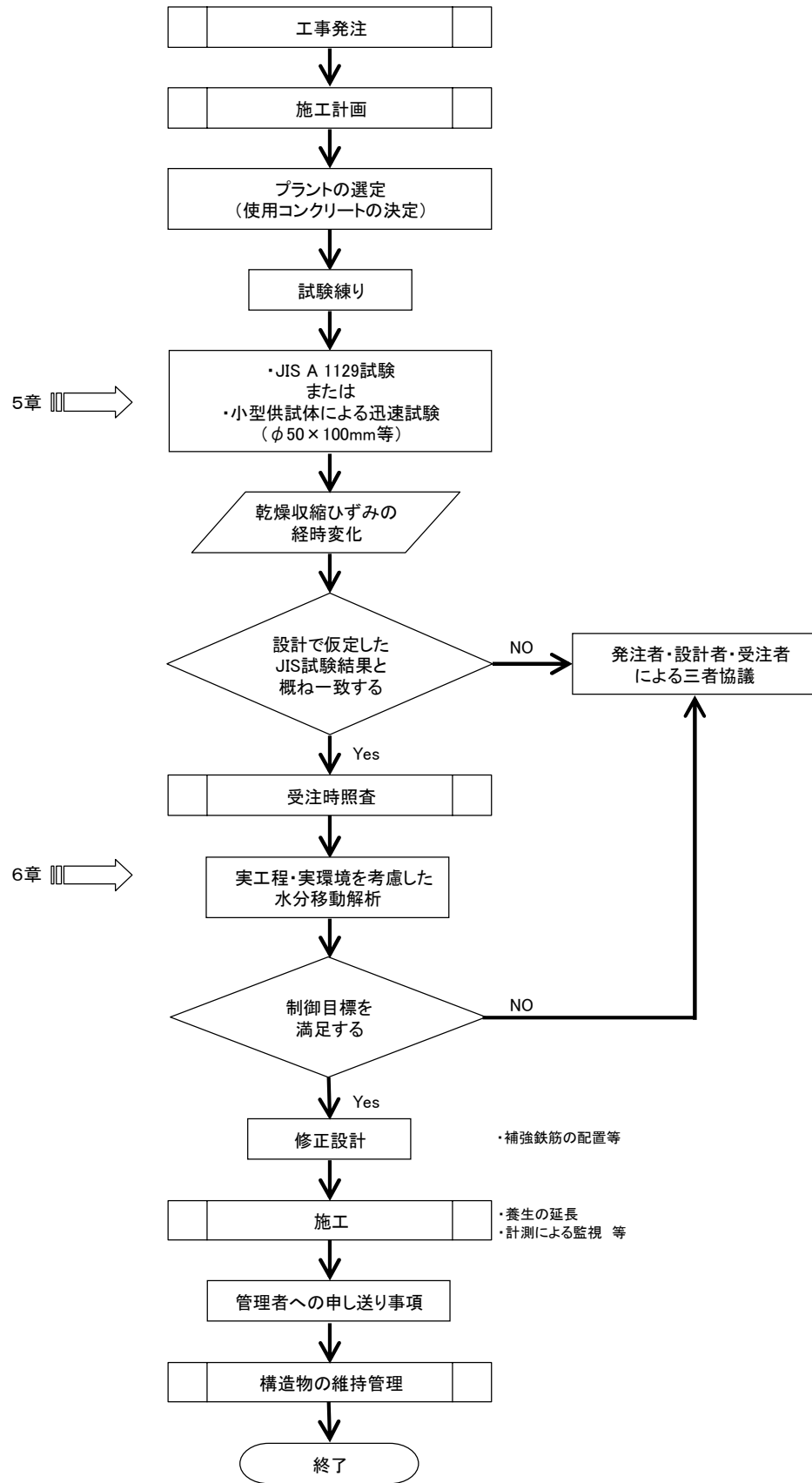


図 7.3.2 乾燥収縮に対する設計的対応フロー(その2)

7.4 乾燥収縮に対する対策に関する留意点

7.4.1 鉄筋による補強について

ここでは、乾燥収縮により生じる引張応力を補強鉄筋で補償する場合の留意点について述べてい

「乾燥収縮により有害なひび割れを生じさせない」という要求性能が求められた場合、日本建築学会のように JIS 試験の 26 週における乾燥収縮ひずみが 650μ 以下のコンクリートを使用するといった対処方法³⁾が効果的であることには違いない。しかし、乾燥収縮の上限値を設けるといことは、粗骨材を石灰石碎石に変更する、単位水量をできるだけ減じた配合にする、あるいは膨張材や収縮低減剤等の混和材料を使用して収縮量を補償するといった、結局は材料的な対応に留まってしまう。

乾燥収縮が構造物の安全性に強く影響しないとすれば、水和熱に対する対処と同様に、生じるひび割れについて補強鉄筋により分散を図ることが現実的である。ただし、水分移動解析等の詳細な検討によって、コンクリートに生じる引張応力が鉄筋で制御できる範囲を超えていると判断される場合には、水和熱による場合と同様に、養生の延長やコンクリートの変更（水和熱の場合は低熱セメント等の使用に対し、乾燥収縮の場合は粗骨材変更等）を検討すべきである。

ここで、鉄筋による補強を考える上で無視できないのが、鉄筋拘束の影響である。3.4.3 で示したとおり、鉄筋拘束を考慮した収縮ひずみは、

$$\varepsilon_b(t) = \varepsilon_{sh}(t) / (1 + n \cdot p)$$

で求められるが、自由ひずみとの差分 $\varepsilon_{sh}(t) - \varepsilon_b(t)$ は、コンクリートに生じる引張ひずみを示す。これに、コンクリートの有効ヤング係数を乗じたものが、鉄筋拘束により生じるコンクリートの引張応力 $\sigma_{tr}(t)$ となる。

$$\sigma_{tr}(t) = \frac{n \cdot p}{n \cdot p + 1} \cdot \varepsilon_{sh}(t) \cdot E_{ce}$$

$\sigma_{tr}(t)$: 乾燥材齢 t 日において鉄筋拘束によりコンクリートに生じる引張応力

$\varepsilon_{sh}(t)$: 乾燥材齢 t 日におけるコンクリートの自由収縮ひずみ

n : ヤング係数比

$$n = E_s / E_{ce}$$

E_s : 鉄筋のヤング係数

E_{ce} : コンクリートの有効ヤング係数

$$E_{ce} = E_c / (1 + \rho \cdot \phi)$$

E_c : コンクリートのヤング係数

ρ : 材齢係数 一般的に $\rho = 0.8$

ϕ : クリープ係数

p : 鉄筋比

例えば、 $\varepsilon_{sh}(t) = 1,000\mu$ 、 $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 、 $E_c = 2.98 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ (設計基準強度 36N/mm^2 相当)、 $\phi = 2.0$ の場合、

$$\bullet p = 0.5\% \text{ で } \sigma_{tr}(t) = 0.92 \text{N/mm}^2$$

$$\bullet p = 1.0\% \text{ で } \sigma_{tr}(t) = 1.71 \text{N/mm}^2$$

の引張応力が作用することになる。

こうした引張応力は、鉄筋により生じるものであるから、鉄筋で補償することはできない。例えば、解析で算出される引張応力が 1.0N/mm^2 であっても、応力の方向が同一であれば、上記の鉄筋拘束応力 1.71N/mm^2 を加算すべき場合もある。合計 2.71N/mm^2 がコンクリートの引張強度を上回っているならば、プレストレスの追加や、断面の見直しが必要である。

また、補強鉄筋の追加により、鉄筋拘束による引張応力が増える点にも注意が必要である。厚さ 400mm の部材の両側に、D13 の補強鉄筋を 125mm 間隔で配置した場合、補強鉄筋自身の鉄筋比は 0.5% に達するため、上記により 1N/mm^2 程度の引張応力が生じる可能性がある。補強鉄筋の配置により、内部拘束応力により初期に生じるひび割れを分散させることは可能であるが、時間の経過とともに鉄筋拘束応力が増加し、将来、ひび割れが生じるリスクがあることも念頭に置く必要がある。

一方で、構造物に実際に生じる収縮ひずみが $\varepsilon_{sh}(t)=200\mu$ 程度であれば、鉄筋拘束応力は $p=1.0\%$ でも $\sigma_{tr}(t)=0.34\text{N/mm}^2$ に過ぎず、ひび割れにほとんど影響しないオーダーとなる。実際、実物大の供試体による実験から、鉄筋比 1% では拘束応力はほとんど無視できるという報告も存在しており⁴⁾、今回、使用した実物大供試体についても長期ひずみの観測結果が待たれるところである。

7.4.2 石灰石砕石や収縮低減剤の使用について

乾燥収縮によるひび割れを防止するために現在、石灰石砕石が使用されているが、全骨材の使用量に占める割合は直線的に増加しており、石灰石鉱業協会の調査⁵⁾によれば 2012 年現在、 18.9% に達している。石灰石だけを使用していくことは資源保護の観点から望ましくなく、遠隔地からの運搬による CO_2 増加の問題も懸念される。

このため、粗骨材の一部を石灰石に置換するなどの措置が必要になってくると考えられるが、混合使用の場合、乾燥収縮ひずみの低減に十分な効果が得られない点が指摘されており⁶⁾、骨材とコンクリートの乾燥収縮ひずみの関係について、さらなる研究が望まれる。

一方、混和材料として使用頻度の高い収縮低減剤であるが、使用により凍結融解抵抗性能が低下する場合がある。図 7.4.1 は、3.3.1 で紹介した E 産の粗骨材を使用したコンクリートについて凍結融解試験を行った結果である⁷⁾。収縮低減剤を混和していないコンクリート（配合 a）と、混和したコンクリート（配合 c）は、ともに空気量を 4.5% 一定としたが、300 サイクル経過時点で配合 c の相対動弾性係数が 40% にまで低下した。これにより、収縮低減剤が耐凍害性を低下させたものと判断される。このため、地域によっては収縮低減剤を使用できない場合があるため、注意を要する。

その他、塗布型の収縮低減剤（太平洋マテリアル株式会社 クラックセイバー、NETIS 登録番号 SK-080001-V）も実用化されているが、PC 上部工に変状を生じさせるほどの大きな乾燥収縮ひずみに対しては、有効性が疑わしい。

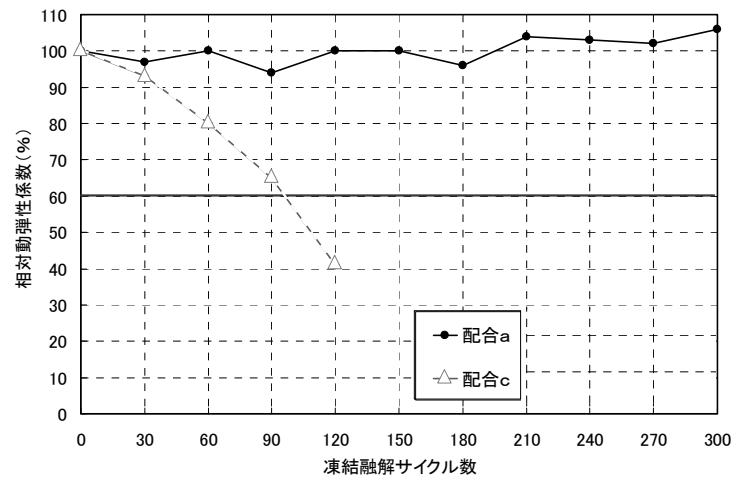


図 7.4.1 凍結融解試験結果 (JIS A 1148)⁷⁾

7.5 おわりに

本章では、研究の締め括りとして、PC 上部工の乾燥収縮に対する設計対応を示すフローを提示するとともに、現在、大きな乾燥収縮ひずみを示すコンクリートに対し行われている鉄筋による補強や石灰石砕石の使用、あるいは収縮低減剤の混和といった対策に潜む問題点について述べた。

実物大供試体は、現在、近畿地方整備局 近畿技術事務所に保管され、最低 5 年間は乾燥収縮ひずみの経時変化を計測する計画となっている。本研究で取り上げた成果は、わずか 3 年間のものであり、今後、新しい発見・知見が得られるかもしれない。

天然資源であるコンクリート用骨材が、今後、現在の品質を維持できる保証はなく、将来、さらに大きな乾燥収縮ひずみと向き合っていく必要に迫られるかもしれない。そうした有事に備え、乾燥収縮に関する研究は今後も継続していく必要があり、本研究で得られた成果が今後の研究に活かされることを願ってやまない。

【参考文献】

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編：標準，2.2 コンクリートの収縮・クリープ，pp105，2012.
- 2) 増田 寛四郎：第二阪和高架橋で発生したコンクリートのひび割れ原因の考察と対応について，平成 24 年度近畿地方整備局研究発表会論文集，2012.
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説，2006.
- 4) 玉置 一清，三加 崇，浅井 洋，藤田 学：鉄筋の拘束作用により版部材に生じる初期ひび割れに関する実験的研究，三井住友建設技術研究所報告第 3 号，pp.53-58
- 5) 石灰石鉱業協会：石灰石骨材とコンクリート補遺版 2012，pp24，2012.
- 6) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの収縮問題検討委員会 報告書，6.4.3 骨材の混合使用，pp89，2010.
- 7) 土木学会：第二阪和国道の橋梁損傷対策検討特別委員会 報告書，4-4-2 試験練り供試体による試験，pp.119，2010.

謝辞

筆者と乾燥収縮の出会い、平成 20 年 11 月に遡ります。第二阪和国道の橋梁群に生じた変状に対し、国土交通省近畿地方整備局が土木学会に委託し組織された委員会において、オリエンタル白石株式会社の河井悟氏と筆者の 2 名が幹事として参加することになりました。浪速国道事務所で行われたキックオフ会議の帰路、立ち寄った居酒屋で河井氏と 2 人、12 月から始まる委員会に向けて、ともに頑張ろうと誓い合ったことが思い出されます。しかし、その後訪れた会社の不幸により、河井氏は委員会を去りました。独り残された筆者は、その後、委員兼幹事として 16 ヶ月間、委員会の運営に注力しました。長らくコンクリート構造物の設計業務に携わってきた筆者にとって、乾燥収縮は全く未知の分野であり、ご専門の方々から見てさぞや頼りない幹事であったことと想像します。しかし個人的には、この委員会で多くの人脈を得ることができ、大きな財産となりました。本研究についてご指導やご助言をいただいた方々のうち、この委員会で初めてお目に掛かった方が多数、いらっしゃいます。自身の幸運を感じずにはられません。その後、会社が受注した PC 上部工工事でも乾燥収縮が問題になり、平成 21 年 8 月に実物大の供試体を製作し収縮ひずみを計測することとなりました。紆余曲折がありましたが、7 体の供試体が同年 12 月に誕生し、近畿地方整備局近畿技術事務所の敷地内で現在も収縮を続けています。

本論文は、これまで筆者が関わってきたこれらの乾燥収縮に関する取組みを基に、京都大学大学院工学研究課社会基盤工学専攻後期博士課程において、乾燥収縮に対する設計的対応の確立を目指し研究を進めてきた一連の成果を取りまとめたものです。

京都大学大学院教授 宮川豊章先生は、第二阪和委員会の委員長をお勤めされていた当時より、至らぬ筆者を叱咤激励し今日まで導いていただいた、まさに人生の師ともいえるべき存在です。また、24 年振りに母校の京都大学で研究する機会を与えていただき、研究過程では厳しくも温かいご指導を常に賜りました。ここに、深く感謝の意を表します。

京都大学大学院教授 河野広隆先生、西山峰広先生には、本論文の取りまとめにあたり、貴重なご指導とご助言を賜りました。謹んで感謝申し上げます。

岡山大学大学院教授 綾野克紀先生には、第二阪和委員会から現在に至るまで、乾燥収縮全般に関するご指導を賜ってきました。本研究の大部分は、先生のお力添えなしには成し得なかったものと思われます。また、准教授の藤井隆史先生には、実験の実施、論文の査読において、大変なご苦勞をお掛け致しました。おふたりの先生には、心より感謝申し上げます。

また、京都大学大学院准教授 山本貴士先生、同准教授 安琳先生、同助教 高谷哲先生には、研究の過程において貴重なご助言をいただきました。誠にありがとうございました。

独立行政法人土木研究所 上席研究員 渡辺博志氏には、供試体の製作で重要な提言をいただき、計測に対しても多くのご助言をいただきました。深く感謝致します。

近畿地方整備局 道路部道路工事課長 先本勉氏（現 道路部道路保全企画官）からは、実物大供試体の製作に関し強力なバックアップを頂戴しました。氏の存在なくして供試体は誕生せず、本研究は成立しなかったものと思われます。心より御礼申し上げます。

近畿地方整備局 和歌山河川国道事務所 東岡正樹氏、國年滋行氏、宮腰一也氏の歴代 3 名の建設監督官の方々には、供試体の計画から製作、計測、移設の各段階で大変お世話になりました。深く感謝申し上げます。

近畿地方整備局 近畿技術事務所長 佐古康廣氏（現 一般財団法人先端建設技術センター

近畿センター長), 同 福岡彰三氏(現職)におかれましては, 実物大供試体の事務所への移設と計測業務の移管について快くご了承いただきました. ここに感謝の意を表します.

近畿技術事務所 品質調査課専門職 富吉末広氏は, 筆者の研究内容に興味を持っていただき, 供試体の計測では何回もメールを送って頂きました. 本当にありがとうございました.

その他, 近畿地方整備局 和歌山河川国道事務所および近畿技術事務所の皆様方には, 現在でも供試体や実橋の計測をお願いしております. 深く感謝申し上げます.

供試体の計測では, 株式会社国際建設技術研究所, 株式会社中研コンサルタントの皆様にも大変お世話になりました. 謹んで御礼申し上げます.

株式会社ピーエス三菱 代表取締役社長 勝木恒男氏, 同 取締役常務執行役員 本社技術本部長 森拓也氏, 同 常務執行役員 大阪支店長 蔵本修氏におかれましては, 技術部門の支店責任者でもある筆者に業務の傍ら, 博士課程にて研究を行う機会を与えて頂き, 感謝の念に絶えません. この場を借りて, 御礼申し上げます.

また, 供試体を実際に製作し, 初期の管理・計測をお願いした, 大阪支店土木工事部工事長 檜原一起氏にも感謝申し上げます. 氏はまさに供試体の生みの親であります.

さらに, 供試体のコア抜きや解析, 岡山大学とのやり取りに力を貸してくれた大阪支店 土木技術部 河中涼一氏に御礼申し上げます. また, 暑い日も寒い日も現場での計測を頑張ってくれた土木技術部 藤原孝司氏, 上城良文氏にも感謝致します.

博士課程で時期を同じくした方々とは, ゼミや終了後の意見交換会で楽しい時間を過ごさせていただきました. 50 歳になって再び学友を持つことができ, 充実した 3 年間であります. 以下にお名前を列記し, 感謝の意とさせていただきます.

清水建設株式会社 田中博一氏, 西日本旅客鉄道株式会社 近藤拓也氏, 西日本高速道路株式会社 本莊清司氏, 独立行政法人土木研究所 河野哲也氏, 株式会社 IHI インフラ建設 山下亮氏, 株式会社国際建設技術研究所 葛目和宏氏, 電気化学工業株式会社 宮口克一氏, 西日本旅客鉄道株式会社 吉田隆浩氏, 三井住友建設株式会社 室田敬氏, 西日本旅客鉄道株式会社 村田一郎氏, 一般財団法人日本塗料検査協会 山田卓司氏, 三井住友建設株式会社 佐々木亘氏 (順不同)

他にも, 多くの方々のご指導, ご協力があって, 本論文は完成しました. 紙面の都合上, 全ての方々のお名前を紹介できませんでしたが, 厚く御礼申し上げる次第です.

最後になりましたが, 子供の頃から両親に「出世して離れを建ててやる」と言っていて, 将来に期待を持たせてしまった筆者ですが, 建設会社に入社後, それが遠い夢であることに気がきました. 少なくとも出世の部分は, 「末は博士か大臣か」の前者を目指し努力してきましたが, 博士課程履修 1 年目に母親が子宮癌を発症し, 随分と心配しました. しかし, 頑張って癌を克服してくれたので, 学位取得を両親に揃って報告できそうでほっとしています. 不肖の息子でありましたが, 最後に少しでも親孝行できたかなと思っています. 終わりに, 影ながら応援してくれた妻の美佳子と長女の春香にも感謝の意を表し, 謝辞とさせていただきます.

2014 年 3 月
小林 仁